

ESTUDO PARAMÉTRICO SOBRE O DESEMPENHO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO COM BASE EM SUCESSIVAS ANÁLISES “PUSHOVER”

VALDIR FILIPE GOMES PEREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Professor Doutor Rui Manuel Menezes Carneiro de Barros

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais,
Ao meu irmão.

O prazer no trabalho aperfeiçoa a obra
Aristóteles

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação é apresentada como o resultado de um trabalho individual, contudo, a mesma é na verdade o corolário resultante de um conjunto de ensinamentos que o autor colecionou no decorrer do seu processo de aprendizagem. Neste sentido, todo o trabalho de formação e de construção de conhecimentos não seriam possíveis sem o apoio e incentivo de várias pessoas. Desta forma, pretendo agradecer a todos os que contribuíram de forma directa e indirecta para a conclusão deste trabalho.

Em primeiro lugar, ao Prof. Dr. Rui Manuel Menezes Carneiro de Barros, orientador científico, pela disponibilidade paciente e interessada com que me ajudou, pelo apoio, pela amizade e pela partilha de conhecimentos sem os quais não seria possível a realização deste trabalho.

Ao Eng.º Manuel Teixeira Braz César, não só pelo apoio, como também pelos ensinamentos transmitidos e material importante fornecido, permitindo com isso enriquecer a minha formação académica.

Ao Professor Rui Pinho, não só pela marcante partilha de conhecimentos e material informático facultado, como também pela sua enorme generosidade e disponibilidade, durante o desenrolar da dissertação.

Ao Eng.º Diogo Coutinho manifesto igualmente a minha gratidão por todo o apoio prestado e pela forma atenciosa que com que sempre se mostrou disponível para o esclarecimento de dúvidas bem como para o fornecimento de documentos importantes para a realização da presente tese.

Aos meus colegas do Curso de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, em especial ao António Ferreira, Albano Castro, Fábio Paiva, José Miguel e Pedro Gomes, não só pela amizade e compreensão, como também pela sempre agradável partilha de conhecimentos.

Aos meus pais, agradeço profundamente, não só pela possibilidade de realização do curso de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, como também pela forma insuperável com que me acompanharam em todo o curso.

A todos os meus amigos, em especial ao Daniel Firmino, pelo encorajamento, entusiasmo e enorme amizade que sempre transmitiram ao longo deste tempo, permitindo superar qualquer momento menos positivo existente ao longo da elaboração da dissertação.

RESUMO

A maioria dos edifícios construídos em Portugal, apresenta uma solução estrutural baseada na repetição espacial de pórticos de betão armado, preenchidos com painéis de alvenaria. O dano e o colapso de estruturas deste tipo, como resultado da deformação lateral dos pisos induzida pela ocorrência de um evento sísmico de moderada a elevada magnitude, constituem actualmente duas das principais preocupações dos projectistas e investigadores, nomeadamente Paulay e Priestley (1992). Os procedimentos usualmente utilizados para o dimensionamento sísmico, baseados em espectros de resposta, permitem a verificação da capacidade resistente, relativamente aos estados limites últimos e de utilização. Estas verificações garantem a capacidade resistente necessária para evitar o colapso da estrutura e a rigidez suficiente para evitar uma deformação excessiva da estrutura, com a consequente minimização do dano e uma melhor utilização do edifício após a ocorrência sísmica.

Devido às dificuldades de realização de análises dinâmicas não lineares, desenvolveram-se várias metodologias de análise estática não linear, considerando igualmente o comportamento não linear dos materiais, de forma a melhor caracterizar o nível de dano nos pórticos planos de betão armado sujeitos a acções cíclicas.

A modelação do comportamento não linear dos materiais, pode ser realizada admitindo que este é descrito em termos das deformações inelásticas concentradas nas extremidades (modelação com não linearidade concentrada) ou, por outro lado, considerando a distribuição de deformações inelásticas ao longo do comprimento do elemento (modelação com não linearidade distribuída).

Finalmente, é realizado o pretendido estudo paramétrico baseado num conjunto de análises “pushover” sobre um pórtico bidimensional de betão armado pertencente a um edifício de escritórios, para vãos e alturas de pisos variáveis. Neste mesmo estudo, um dos grandes objectivos é de facto compreender a influência dos painéis de alvenaria de enchimento ao nível da resposta estrutural do pórtico. É igualmente aplicado um método de avaliação sísmica de estruturas de betão armado, dando-se especial ênfase ao método N2, actualmente proposto no Eurocódigo 8 (2003).

Como conclusões e considerações finais, apresenta-se, para além de uma breve apreciação global do trabalho realizado, uma síntese dos principais resultados obtidos, e por fim, algumas considerações e conclusões sobre o estudo realizado, assim como algumas sugestões sobre vias de desenvolvimento futuro.

PALAVRAS-CHAVE: comportamento não linear, ocorrência sísmica, validação numérica, análise “pushover”, modelação.

ABSTRACT

The widespread buildings constructed in Portugal and also in other European countries present a well-known structural solution based in the spacial repletion of masonry infill frames. The damage and collapse of structures of this type, as a result of significant floor lateral deformations induced by moderate to severe seismic events, are nowadays two of the main concerns of the structural designers and researchers, such as Paulay and Priestley (1992). For seismic design a spectral response procedure is normally used allowing the verification of the resistant capacity and serviceability limits. These verifications guarantee the resistant capacity necessary to prevent the structure collapse and enough stiffness to prevent an excessive deformation with the consequent reduction of damage and a better use of the building during the seismic event.

Due to the complexities in undertaking non linear dynamic analysis, there have been developed different methodologies of nonlinear static, considering also the non linear behaviour of its materials, in order to assimilate the RC frame damage level, when submitted to cyclic actions.

The modelling of the non linear behaviour of materials can be achieved by, on one hand, assuming that this behaviour is described in terms of inelastic deformations concentrated in the extremities (modelling with concentrated non linearity) or, on the other, considering a distribution of inelastic deformations throughout the whole length of the element (modelling with distributed non linearity).

Finally, it is also carried out a parametrical study based on series of pushover analyses to a two-dimensional frame which belongs to an office building, for several bay width and story height values. In this very study, one of the main purposes is to comprehend the influence that the masonry walls can cause on the structural response of the frame. It is also applied a method based on seismic evaluation of reinforced concrete frames, giving special emphasis to N2 method, proposed in Eurocode 8 (2003).

In the conclusions and final considerations, a synthesis of the mains results obtained is presented and a general review of the work that was carried out is also addressed. Finally, additional considerations and conclusions regarding the proposed study are presented, as well as suggestions for future developments.

KEYWORDS: nonlinear behaviour, seismic event, numerical validation, pushover analysis, nonlinear dynamic analysis, modelling.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE QUADROS	xv
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xvii

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
2. ANÁLISE “PUSHOVER”	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. METODOLOGIAS E MODELOS NUMÉRICOS ADOPTADOS	7
2.2.1. SUMÁRIO	7
2.2.2. METODOLOGIA “PUSHOVER”	7
2.3. MODELOS NUMÉRICOS DE CÁLCULO	11
2.3.1. INTRODUÇÃO	11
2.3.2. MODELOS DOS MATERIAIS	13
2.3.2.1. Betão	13
2.3.2.2. Aço	14
2.3.3. MODELAÇÃO COM NÃO LINEARIDADE DISTRIBUÍDA	15
2.3.3.1. Considerações gerais	15
2.3.3.2. Modelo de fibras	15
2.3.3.3. Modelo de comportamento do betão	16

2.3.3.4. Modelo de comportamento do aço	18
2.3.4. MODELAÇÃO COM NÃO LINEARIDADE CONCENTRADA.....	18
2.3.4.1. Considerações gerais.....	18
2.3.4.2. Rótula plástica	19
2.3.4.3. Modelo de comportamento do betão	21
2.3.4.4. Modelo de comportamento do aço	22

3. ESTUDO PARAMÉTRICO BASEADO EM ANÁLISE “PUSHOVER” SOBRE PÓRTICO DE BETÃO ARMADO.....

3.1. INTRODUÇÃO	25
3.2. SUB-DIVISÃO DOS ELEMENTOS	27
3.3. COMPRIMENTO E LOCALIZAÇÃO DE RÓTULAS PLÁSTICAS.....	28
3.4. TIPO DE RÓTULA UTILIZADA	28
3.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PÓRTICO	29
3.6. DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS ADOPTADA	39
3.7. INFLUÊNCIA DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NA RESPOSTA ESTRUTURAL	40
3.7.1. INTRODUÇÃO	40
3.7.2. COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO PREENCHIDOS COM PAINÉIS DE ALVENARIA.....	41
3.7.3. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO.....	42
3.8. CURVAS DE CAPACIDADE.....	43
3.8.1. FASEAMENTO DA ANÁLISE “PUSHOVER”	43
3.8.2. ASPECTOS RELEVANTES PARA O CÁLCULO.....	43
3.8.2.1. Parede de Alvenaria.....	43
3.8.2.2. Massas concentradas no topo dos pilares.....	44
3.8.2.3. Simulação da alvenaria nos softwares de cálculo utilizados.....	48
3.8.3. ETAPA 1 DA ANÁLISE “PUSHOVER”	52
3.8.4. ETAPA 2 DA ANÁLISE “PUSHOVER”	55
3.8.5. ETAPA 3 DA ANÁLISE “PUSHOVER”	58
3.8.6. ETAPA 4 DA ANÁLISE “PUSHOVER”	72
3.8.7. FORMAÇÃO DE RÓTULAS PLÁSTICAS	87

4. APLICAÇÃO DO MÉTODO N2	91
4.1. APLICAÇÃO PRÁTICA DO MÉTODO N2	91
4.2. RESULTADOS FINAIS DO MÉTODO N2.....	97
 5. CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	101
 BIBLIOGRAFIA	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Exemplo dos efeitos devastadores da acção sísmica na estrutura de um edifício	1
Fig.2 - Determinação da relação idealizada força-deslocamento perfeitamente elasto-plástica, [adaptado de Eurocódigo 8 (2003)].....	9
Fig.3 – Deslocamento objectivo do sistema equivalente de 1 GL para períodos baixos, [adaptado de Eurocódigo 8 (2003)].....	10
Fig.4 - Deslocamento objectivo do sistema equivalente de 1 GL para períodos médios ou longos, [adaptado de Eurocódigo 8 (2003)].....	10
Fig.5 – Discretização dos elementos e das secções de betão armado num modelo de fibras, [adaptado de Coutinho (2007)].....	16
Fig.6 - Modelo de comportamento do betão para carregamentos monotónicos proposto por Mander <i>et al</i> (1988), [adaptado de Coutinho (2007)]	17
Fig.7 – Modelo de comportamento do aço utilizado no programa SeismoStruct (2006), [adaptado de Coutinho (2007)].....	18
Fig.8 - Relação Força – Deformação para uma dada rótula plástica utilizada nos programas MIDAS/CIVIL (2005) e SAP 2000 (2005), [adaptado de César e Barros (2007)].....	20
Fig.9 – Modelo de Kent e Park modificado do comportamento do betão para carregamentos monotónicos, [adaptado de Coutinho (2007)]	21
Fig.10 - Modelo de comportamento do aço de Menegotto e Pinto (1973), [adaptado de Coutinho (2007)]	22
Fig.11 - Planta do edifício de escritórios	25
Fig.12 - Corte transversal do pórtico em estudo	26
Fig.13 - Formação de rótulas plásticas num elemento estrutural genérico	27
Fig.14 - Forças sísmicas actuantes sobre o pórtico.....	36
Fig.15 - Identificação dos elementos estruturais.....	38
Fig.16 - Secção transversal das vigas V1 e V2	38
Fig.17 - Secção transversal das vigas V3 e V4	38
Fig.18 - Secção transversal dos pilares P1, P3, P4 e P6	39
Fig.19 - Secção transversal do pilar P2	39
Fig.20 - Secção transversal do pilar P5	39
Fig.21 - Mecanismo de piso ou soft-storey, [adaptado de Hugo (2005)]	41
Fig.22 - Modos de rotura da alvenaria, [adaptado de Hugo (2005)]	42
Fig.23 - Biela diagonal equivalente, [adaptado de Hugo (2005)].....	42
Fig.24 - Etapas da análise “pushover”	43

Fig.25 - Desenho pormenorizado da parede dupla de alvenaria	44
Fig.26 - Identificação dos nós da estrutura	47
Fig.27 - Curva proposta para carga – descarga por Crisafulli (1997)	49
Fig.28 - Curva tensão – extensão para o processo de descarga proposta por Crisafulli (1997)	49
Fig.29 - a) Curva de recarga e respectivos parâmetros associados proposta por Crisafulli (1997); b) Definição do ponto de mudança referente à curva de descarga por Crisafulli (1997)	50
Fig.30 - Modelo de comportamento “Inf_Strut”, [adaptado de Crisafulli (1997)]	50
Fig.31 - Modelo de comportamento “Inf_Shear”, [adaptado de Crisafulli (1997)]	51
Fig.32 - Modelo de comportamento das paredes de alvenaria nos programas MIDAS/CIVIL (2005) e SAP 2000 (2005), [adaptado de César <i>et al</i> (2008)]	52
Fig.33 - Curvas de capacidade referentes ao caso 1 da etapa 1	53
Fig.34 - Curvas de capacidade referentes ao caso 2 da etapa 1	53
Fig.35 - Curvas de capacidade referentes ao caso 3 da etapa 1	54
Fig.36 - Estudo paramétrico baseado no factor de carga	54
Fig.37- Variação do corte basal máximo na estrutura (Etapa 1)	55
Fig.38 - Curvas de capacidade referentes ao caso 1 da etapa 2	56
Fig.39 - Curvas de capacidade referente ao caso 2 da etapa 2	56
Fig.40 - Curvas de capacidade referentes ao caso 3 da etapa 2	57
Fig.41 - Estudo paramétrico baseado no factor de carga	57
Fig.42 - Variação do corte basal máximo na estrutura (Etapa 2)	58
Fig.43 - Curvas de capacidade correspondentes à distribuição uniforme referente ao caso 1 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	59
Fig.44 - Curvas de capacidade correspondentes à distribuição modal, referente ao caso 1 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	60
Fig.45 - Curvas de capacidade correspondentes à distribuição triangular, referente ao caso 1 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	60
Fig.46 - Curvas de capacidade correspondentes à proposta conjunta efectuada por Priestley e Park (1984), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 1)	61
Fig.47 - Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software SeismoStruct (2006), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 1)	61
Fig.48 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software MIDAS/CIVIL (2005), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 1)	62
Fig.49 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição uniforme, referente ao caso 2 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	62
Fig.50 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição modal, referente ao caso 2 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	63

Fig.51 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição triangular referente ao caso 2 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	63
Fig.52 – Curvas de capacidade correspondentes à proposta efectuada por Priestley e Park (1984), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 2)	64
Fig.53 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software SeismoStruct (2006), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 2).....	64
Fig.54 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software MIDAS/CIVIL (2005), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 2).....	65
Fig.55 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição uniforme referente ao caso 3 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	65
Fig.56 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição modal referente ao caso 3 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	66
Fig.57 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição triangular referente ao caso 3 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	66
Fig.58 – Curvas de capacidade correspondentes à proposta efectuada por Priestley e Park (1984), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 3)	67
Fig.59 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software SeismoStruct (2006), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 3).....	67
Fig.60 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software MIDAS/CIVIL (2005), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 3).....	68
Fig.61 – Comparação das curvas de capacidade obtidas pelos três programas, correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 - Caso 3)	68
Fig.62 – Deslocamento de topo versus factor de carga	69
Fig.63 – Variação do corte basal máximo da estrutura referente à distribuição uniforme de cargas em altura e para a hipótese de largura de biela igual a 25% do comprimento diagonal (Etapa 3)	69
Fig.64 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição uniforme, referente ao caso 1 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	73
Fig.65 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição modal, referente ao caso 1 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	73
Fig.66 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição triangular, referente ao caso 1 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	74
Fig.67 – Curvas de capacidade correspondentes à proposta efectuada por Priestley e Park (1984), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 1)	74
Fig.68 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software SeismoStruct (2006), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 1).....	75
Fig.69 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software MIDAS/CIVIL (2005), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 1).....	75
Fig.70 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição uniforme, referente ao caso 2 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	76

Fig.71 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição modal, referente ao caso 2 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	76
Fig.72 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição triangular, referente ao caso 2 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	77
Fig.73 – Curvas de capacidade correspondentes à proposta efectuada por Priestley e Park (1984), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 2).....	77
Fig.74 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software SeismoStruct (2006), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 2)	78
Fig.75 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software MIDAS/CIVIL (2005), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 2)	78
Fig.76 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição uniforme, referente ao caso 3 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	79
Fig.77 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição modal, referente ao caso 3 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	79
Fig.78 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição triangular, referente ao caso 3 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)	80
Fig.79 – Curvas de capacidade correspondentes à proposta efectuada por Priestley e Park (1984), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 3).....	80
Fig.80 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software SeismoStruct (2006), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 3)	81
Fig.81 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software MIDAS/CIVIL (2005), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 3)	81
Fig.82 – Curvas de capacidade obtidas pelos três programas, correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Caso 3).....	82
Fig.83 – Deslocamento de topo versus factor de carga.....	82
Fig.84 – Variação do corte basal máximo da estrutura referente à distribuição uniforme de cargas em altura e para a hipótese de largura de biela igual a 25% do comprimento diagonal (Etapa 4)	83
Fig.85 – Curvas de capacidade obtidas pelas duas versões consideradas	86
Fig.86 – Mecanismo resultante da análise “pushover” relativo à etapa 1	87
Fig.87 – Mecanismo resultante da análise “pushover” relativo à etapa 2.....	88
Fig.88 – Mecanismo resultante da análise “pushover” relativo à etapa 3.....	88
Fig.89 – Mecanismo resultante da análise “pushover” relativo à etapa 4.....	89
Fig.90 – Espectro de resposta adoptado – EC 8 (2003)	93
Fig.91 – Curvas de capacidade resistente para um sistema de n GL	94
Fig.92 – Curvas de capacidade resistente para um sistema de n GL e 1 GL equivalente	95
Fig.93 – Curvas de capacidade resistente bi-lineares	95
Fig.94 – Determinação do deslocamento objectivo para uma acção sísmica tipo I	96

Fig.95 – Curva de capacidade basal da estrutura em função do deslocamento de topo.....	98
Fig.96 – Curva de capacidade basal da estrutura em função do deslocamento inter-pisos	98
Fig.97 – Deslocamento relativo entre pisos	99

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Características mecânicas do aço	26
Quadro 2 - Características mecânicas do betão	26
Quadro 3 – Relações geométricas do edifício	30
Quadro 4 – Acções globais sobre o pórtico	30
Quadro 5 – Forças estáticas aplicadas ao nível da base dos pisos	31
Quadro 6 – Massas concentradas referentes à Etapa 1	45
Quadro 7 – Massas concentradas referentes à Etapa 2	45
Quadro 8 – Massas concentradas referentes à Etapa 3	46
Quadro 9 – Massas concentradas referentes à Etapa 4	46
Quadro 10 – Dados fundamentais referentes às bielas equivalentes	48
Quadro 11 – Valores referentes à curva de comportamento do painel de alvenaria	52
Quadro 12 – Drifts correspondentes à proposta de Priestley et al (1996) de acordo com o software SAP 2000 (2005), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Caso – Etapa 3)	70
Quadro 13 – Drifts obtidos pelo programa SeismoStruct (2006), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Caso 3 - Etapa 3)	70
Quadro 14 – Drifts obtidos pelo programa MIDAS/CIVIL (2005), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Caso 3 - Etapa 3)	71
Quadro 15 – Drifts correspondentes à proposta conjunta de Priestley et al (1996) de acordo com o software SAP 2000 (2005), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Caso 3 - Etapa 4)	83
Quadro 16 – Drifts obtidos pelo programa SeismoStruct (2006), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Caso 3 – Etapa 4)	84
Quadro 17 – Drifts obtidos pelo programa MIDAS/CIVIL (2005), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Caso 3 – Etapa 4)	84
Quadro 18 – Drifts obtidos para análise comparativa	86
Quadro 19 – Acelerações espectrais	92
Quadro 20 – Dados relativos ao solo	93
Quadro 21 – Esforços na estrutura pela análise “pushover”	99

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ACSM - Adaptive Capacity Spectrum Method

ADRS – Acceleration Displacement Response Spectrum

A - Área da secção transversal da viga

A500 - aço com tensão de cedência de 500 MPa

A' - área da fachada do edifício em contacto com a pressão do vento

a – maior largura do pórtico em planta

a_g – aceleração de pico

b – menor largura do pórtico em planta

CQC – combinação quadrática simples

C30/37 - betão cuja resistência característica, isto é, em que valor com probabilidade de ser ultrapassada em 95% dos casos, é de 30 MPa em cilindros de 30 cm de altura e 15 cm de diâmetro, ou de 37 MPa em cubos de 15 cm de aresta, aos 28 dias

d^* - deslocamento de topo no sistema de 1 GL

d_n - deslocamento de topo no sistema de n GL

d_m^* - deslocamento na formação da rótula plástica

d_t^* - deslocamento objectivo sem comportamento elástico ilimitado

d_t - deslocamento de topo da estrutura para n GL

d_b - diâmetro dos varões da armadura longitudinal

d_i – deslocamentos gravíticos dos pisos do pórtico

d' - deslocamentos gravíticos

d – comprimento diagonal da biela equivalente

d_{et}^* - deslocamento objectivo do sistema equivalente em domínio elástico

d_y^* - deslocamento para o qual se verifica a cedência no sistema equivalente de 1 GL

EC0 – Eurocódigo 0

EC1 – Eurocódigo 1

EC2 – Eurocódigo 2

EC8 – Eurocode 8

ϵ_{re} – extensão para a qual se inicia nova descarga

ϵ_{ch} – extensão intermédia do processo de recarga

ϵ_{pl} – extensão plástica

ϵ_{un} – extensão para a qual começa a descarga em alvenaria

E_k - acção sísmica

ϵ_{ye} - extensão de cedência do aço

E_c – módulo de elasticidade do betão

ϵ_{co} - extensão à compressão do betão não confinado

ϵ_{sp} – extensão para a qual é nula a tensão de compressão do betão não confinado

E_m^* - energia de deformação até à formação da rótula plástica

ϕ_i - componente da deformada da estrutura correspondente ao piso i

F^* - Força no sistema de 1 GL

$f_{sis,n}$ - forças sísmicas para o modo de vibração n

F_b - corte basal no sistema de n GL

F_y^* - Força de cedência para o sistema de 1 GL

f_{co} - resistência à compressão do betão não confinado

f_t – força máxima de tracção

f'_l - tensão lateral efectiva de confinamento

f_{cc} - resistência à compressão do betão confinado

f_{ye} - tensão de cedência dos varões longitudinais

f_{yh} - tensão de cedência da armadura transversal

F - resultante das pressões do vento

F_i - Forças horizontais gravíticas aplicadas no piso

f_i - forças sísmicas equivalentes

F_{sis} - forças sísmicas actuantes

f - frequência natural da estrutura

ϕ_1 – 1º modo de vibração da estrutura

ϕ_2 – 2º modo de vibração da estrutura

ϕ_n - Modo de vibração da estrutura considerado

F_{sis1} - força sísmica ao nível do primeiro piso

F_{sis2} - força sísmica ao nível do segundo piso

\varnothing - Diâmetro nominal dos varões

f_{un} – tensão para a qual se inicia a descarga em alvenaria

f_{ch} – tensão intermédia do processo de recarga

f_{re} – tensão para a qual se inicia nova descarga

ϕ_{11} - primeira componente do primeiro modo de vibração

ϕ_{12} - segunda componente do primeiro modo de vibração

$|f_n|$ - força de compressão perpendicular às juntas argamassadas

GL – Grau de liberdade

G_k - acções permanentes

γ_f – coeficiente de força

γ - Matriz de flexibilidade

g - aceleração da gravidade

G_m - módulo de distorção

γ - deformação por corte

h - altura da secção

h' – altura do edifício

h_1 - altura do primeiro piso do pórtico

h_2 - altura do segundo piso do pórtico

K' – factor de confinamento

K - matriz de rigidez da estrutura

L_p - comprimento da rótula plástica

l - comprimento do elemento

l_c - distância da rótula plástica ao ponto de momentos nulos

L_1 - vão esquerdo do pórtico

L_2 - vão direito do pórtico

L_n - Factor de participação modal

MPA - Modal Pushover Analysis

m_i – massa do piso i

m^* - massa generalizada tendo em conta todos os modos de vibração da estrutura

$M(x)$ – Equação de momentos para um dado elemento

M_y – Momento segundo o eixo de maior inércia

M_z – Momento segundo o eixo de menor inércia

MSM - Método da Sobreposição Modal

MR - Método de Rayleigh

M_n - Massa normalizada para o modo de vibração considerado

M - matriz de massa da estrutura

M_1 – massa do primeiro piso da estrutura

M_2 – massa do segundo piso da estrutura

n - número de pontos de Gauss

η' - coeficiente de comportamento

η - factor de correcção do amortecimento (com um valor de referência $h = 1$ para 5% de amortecimento)

η - componente inelástica da deformação em cada meio ciclo

ρ_s - razão do volume das cintas rectangulares pelo volume do betão cintado medido em relação à face exterior das cintas

$P(x)$ – carga uniformemente distribuída

P - Esforço axial

P_1 - força gravítica aplicada no primeiro piso

P_2 - força gravítica aplicada no segundo piso

P1 – Pilar 1

P2 – Pilar 2

P3 – Pilar 3

P4 – Pilar 4

P5 – Pilar 5

P6 – Pilar 6

q_u – factor de redução devido à dissipação de energia histerética

Q_k - sobrecarga de utilização

ξ - factor de amortecimento

RSA – Regulamento de Segurança e Acções

Γ – Factor de transformação

S_e - espectro de resposta elástico de aceleração

S_{de} - espectro de resposta elástico de deslocamento

$Se(T^*)$ - aceleração elástica espectral para o período T^*

S_a - aceleração espectral máxima

S_{a_n} - Aceleração espectral máxima para o modo de vibração considerado

S - factor de terreno

T^* - período do sistema idealizado com 1 GL

T_c – período característico do movimento do solo

t – espessura da parede dupla de alvenaria

τ - tensão de corte

τ_0 - tensão de resistência da ligação

τ_m - resistência ao corte

τ'_{max} – limite superior para a tensão de corte

T_B - limite inferior do ramo espectral de aceleração constante

T_D - valor definidor do início do ramo de deslocamento constante

u – deslocamentos associados às forças sísmicas

μ - coeficiente de fricção

V1 – Viga 1

V2 – Viga 2

V3 – Viga 3

V4 – Viga 4

W - largura da biela equivalente

w - frequência angular

W_k - acção do vento

w_k – pressão do vento

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Sendo um dos fenómenos mais destrutivos da natureza, há vários anos que as acções dos sismos têm sido consideradas no dimensionamento de estruturas, já que representam um grande risco de rotura das mesmas e consequentemente de perdas de vidas humanas bem como de avultados danos materiais. Este risco resulta do movimento do solo provocado pelo sismo, que de alguma forma deve ser considerado nos projectos de estruturas.



Figura 1 - Exemplo dos efeitos devastadores da acção sísmica na estrutura de um edifício

Actualmente, é impossível prever com exactidão não só quando e onde é que vai ocorrer um sismo, como também quais as acelerações do solo que provocará. Esta previsão só pode ser feita em termos probabilísticos, pois o que se procura fazer na engenharia sísmica é, a partir da informação dos registos de sismos passados, dimensionar as estruturas para que no futuro tenham um risco de rotura dentro de um nível de probabilidade considerado como aceitável.

De um modo geral, os edifícios são estruturas que apresentam uma grande diversidade de comportamento, face à ocorrência de um grande sismo. Isto deve-se não só às suas características geométricas e mecânicas, quer em termos globais, quer em termos locais, mas também às suas características dinâmicas, nomeadamente o valor das suas frequências próprias.

Muitos estudos têm sido feitos ao longo dos anos em relação ao dimensionamento de estruturas resistentes a acções sísmicas. O objectivo principal dos estudos nesta área centra-se em conseguir uma resposta satisfatória das estruturas, ou seja, conseguir reduzir as consequências catastróficas que um sismo pode ter, sem no entanto sobredimensionar e encarecer consideravelmente os custos da estrutura, devido a uma acção que poderá nem acontecer durante o período de vida útil da construção.

Reconhece-se que este comportamento é marcadamente não linear, dado que não é justificável economicamente que o dimensionamento dos edifícios se faça com o objectivo de garantir uma resposta linear a uma acção sísmica. Até porque a incerteza em torno da definição da acção sísmica ainda é elevada, pelo que a garantia dessa resposta linear seria sempre posta em causa. Por isso, no dimensionamento de estruturas de edifícios, são aceites danos estruturais, de maior ou menor importância, desde que se garanta que o edifício não colapsa.

A resposta das estruturas, para excitações sísmicas reduzidas ou moderadas, pode ser elástica enquanto para sismos intensos, essa resposta, é necessariamente não linear. Esta resposta poderá ser avaliada através de uma análise não linear dinâmica da estrutura, mas atendendo à sua complexidade e custo, tal análise não é usada na prática corrente, quer na concepção quer no cálculo dos edifícios.

Reconhece-se efectivamente que as metodologias lineares, presentes nos regulamentos e usadas para o dimensionamento de estruturas atendendo às acções sísmicas, têm de seguir uma outra abordagem que não pode desprezar o comportamento não linear dos materiais, para que as estruturas possam ser dimensionadas para esforços devidos à acção sísmica significativamente menores. Assim, é aproveitada, de uma forma mais sustentada e precisa, a capacidade que as estruturas têm, através da sua ductilidade, de deformação para além do seu limite elástico, dissipando a energia transmitida pela acção sísmica por um processo histerético.

As opções tomadas no dimensionamento, normalmente decorrentes da aplicação dos princípios e regras da regulamentação sísmica, podem influenciar apreciavelmente a resposta das estruturas. A influência na resposta sísmica das estratégias de dimensionamento reflecte-se principalmente na distribuição das exigências de ductilidade pelos vários elementos estruturais e, conseqüentemente, no tipo de mecanismos de histerese associados à exploração da ductilidade. Assim, uma estrutura em pórtico com vigas substancialmente mais rígidas do que os pilares às quais é atribuída maior resistência, tenderá a apresentar uma distribuição de deformações inelásticas basicamente localizada nos elementos verticais, originando a formação de mecanismos controlados pela dissipação de energia nos pilares. Neste tipo de estruturas, o esgotamento da capacidade dúctil está em princípio associado à perda de estabilidade local em determinados níveis da estrutura (colapsos de pisos), não se chegando, por vezes, a explorar o comportamento inelástico das vigas. No caso de pórticos com pilares aos quais é atribuída uma resistência consideravelmente superior à das vigas, o comportamento é significativamente distinto. A resposta inelástica é condicionada pela ductilidade das vigas e pela

dissipação histerética resultante da formação de mecanismos associados à deformação inelástica destes elementos.

Actualmente, o princípio para garantir um bom comportamento sísmico de uma estrutura é o de controlar o seu nível de deslocamentos local e global. Daí começarem a ser propostas nos regulamentos de dimensionamento, análises não lineares que permitem não só o controlo do nível de deslocamentos das estruturas, mas também a identificação do seu modo de rotura e dos mecanismos de danificação, a quantificação dos danos estruturais e a monitorização contínua das deformações, solicitações, cedência e rotura em cada elemento.

Fazer uma análise não linear significa ter em consideração que os deslocamentos de uma estrutura não variam proporcionalmente à carga nela aplicada, o que, na verdade, corresponde à realidade.

Sem dúvida que o método mais adequado para cumprir com mais precisão os objectivos atrás descritos, é a análise dinâmica não linear. No entanto, este tipo de análise é bastante complexo e difícil de ser executado devido a vários factores, entre os quais a escolha dos acelerogramas que caracterizam a acção sísmica a considerar que devem ter em conta as incertezas em relação à severidade, à frequência e à duração dos sismos. Pretendendo-se uma análise mais simples e capaz de ser efectuada em ambiente de projecto, têm vindo a desenvolver-se ao longo dos últimos anos várias metodologias para verificação da segurança de estruturas a acções sísmicas, usando uma análise estática não linear, também chamada de análise “pushover”. Nos regulamentos actuais, já se prevê a utilização de algumas destas metodologias, como, por exemplo, nomeadamente o EC 8 (2003).

1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

Inseridos no âmbito da análise do desempenho sísmico de estruturas de betão armado, a presente dissertação tem alguns objectivos primordiais a serem cumpridos, de forma a melhor compreender a resposta estrutural sob acções sísmicas.

O grande objectivo consiste de facto na percepção da influência que variados parâmetros de entrada exercem na resposta final da estrutura, nomeadamente ao nível do seu desempenho sísmico, sendo alguns desses factores, a título de exemplo, o comprimento e a localização de rótulas plásticas, entre outros, tendo sempre como base o estudo paramétrico que se pretende realizar através de sucessivas análises “pushover”. Dá-se igualmente bastante relevo aos diferentes modelos numéricos incorporados nos programas utilizados, concretamente as modelações com não linearidade concentrada e distribuída. Com efeito, os três programas comerciais utilizados no presente estudo são: MIDAS/CIVIL (2005), SAP 2000 (2005) e SeismoStruct (2006). Assim sendo, poderá igualmente validar-se os modelos numéricos utilizados em cada programa, concluindo então se existe ou não convergência de valores e se será necessário, futuramente, proceder a determinadas calibrações.

Outro grande objectivo ao qual se dá particular interesse, é na realidade, a compreensão da influência que as paredes de enchimento de alvenaria exercem no desempenho sísmico de um pórtico em betão armado, quer ao nível das curvas de capacidade quer também ao nível dos deslocamentos relativos entre os diversos pisos do pórtico.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho está organizado em cinco capítulos, procurando através deles atingir os objectivos propostos.

No capítulo 2, apresenta-se alguma investigação relativa à análise não linear de estruturas em geral e sobre a análise “pushover” de edifícios em particular, desde que este método para verificação de segurança das estruturas à acção sísmica foi proposto até aos dias de hoje. São reconhecidas as suas vantagens e limitações, e referido um dos métodos de análise “pushover” propostos para diminuir essas mesmas limitações, tornando-a consequentemente cada vez mais uma alternativa viável à análise dinâmica não linear. Esta nova metodologia “pushover” está inclusivamente exposta de forma evidente no actual EC 8 (2003). Em seguida são apresentados os modelos numéricos abordados em cada um dos programas mencionado e ainda todos os detalhes sobre os modelos de comportamento adoptados para os materiais constituintes das secções do pórtico, nomeadamente o betão e o aço.

No capítulo 3, apresentando-se o edifício que é objecto de estudo deste trabalho, procede-se à realização de sucessivas análises “pushover” sobre o pórtico, considerando para o caso, a variabilidade dos factores que mais podem influenciar a sua resposta, tais como a localização das rótulas plásticas e também, sem deixar de realçar, a consideração ou não dos painéis de alvenaria no pórtico. Posteriormente, são também analisados os resultados obtidos pelos vários programas de cálculo automático. Finalmente, ainda no mesmo capítulo, será realizado o estudo do desempenho sísmico do edifício tomando como base o Método N2 presente no actual EC 8 (2003), utilizando-se para o caso exclusivamente o software SAP 2000 (2005) como mera aplicação prática.

No capítulo 4, serão efectuadas algumas considerações gerais sobre o trabalho desenvolvido ao longo da presente dissertação, bem como as conclusões acerca das respostas estruturais obtidas, pois o tipo de análise abordada é, hoje em dia, fulcral, de modo a compreender da melhor forma possível a resposta estrutural dos pórticos de betão armado, quando sujeitos a acções cíclicas.

2

ANÁLISE “PUSHOVER”

2.1. INTRODUÇÃO

O uso da análise estática não linear, denominada de análise “pushover” mais recentemente, remonta à década de 70. No entanto, só após ganhar importância nos últimos 15-20 anos é que começaram a surgir publicações dedicadas a este tema. Inicialmente, a maioria dos trabalhos concentrou-se na discussão sobre o campo de aplicação do método e nas suas vantagens e limitações, quando comparado com análises dinâmicas.

Sem dúvida que o método mais adequado para cumprir com mais precisão os objectivos atrás descritos, é a análise dinâmica não linear. No entanto, este tipo de análise é bastante complexo e difícil de executar devido a vários factores, entre os quais, a escolha dos acelerogramas que caracterizam a acção sísmica a considerar, que devem ter em conta as incertezas em relação à severidade, à frequência e à duração dos sismos. Outra dificuldade reside em modelar adequadamente e com precisão, as características de deformação dos elementos solicitados por acção de ciclos de carga e descarga. Além disso, qualquer análise dinâmica não linear é bastante longa e a interpretação dos resultados obtidos é por vezes relativamente complexa.

Pretendendo-se uma análise mais simples e capaz de ser efectuada em ambiente de projecto, têm vindo a desenvolver-se ao longo dos últimos anos, várias metodologias para verificação da segurança de estruturas sujeitas a acções sísmicas usando uma análise estática não linear, também chamada de análise “pushover”.

A ideia base da análise “pushover” é a aplicação de uma distribuição de forças ou deslocamentos crescentes, sob a estrutura, de tal modo que a resposta obtida, se aproxime das respostas de pico obtidas recorrendo a uma análise dinâmica não linear. Ou seja, admite-se como hipótese que a resposta obtida sob o efeito de um vector crescente de forças ou deslocamentos possa traduzir o resultado que seria obtido pela análise dinâmica. Espera-se que a análise “pushover” forneça informações de várias características de resposta de uma estrutura a sismos, que as análises estáticas lineares não conseguem fornecer. Alguns exemplos dessas características de resposta descrevem-se de seguida:

- As exigências reais de resistência de elementos potencialmente frágeis, como a resistência ao esforço axial dos pilares, a resistência ao momento flector das ligações das vigas com os pilares ou a resistência ao corte de elementos curtos, cujo esforço dominante seja o esforço transversal;

- Estimativa das exigências de deformação nos elementos, que tenham de se deformar plasticamente, de forma a dissipar a energia resultante das acelerações do solo;
- Consequências da diminuição de rigidez de elementos particulares na estabilidade global da estrutura;
- Identificação de zonas críticas, onde se espera que as deformações plásticas sejam relevantes;
- Identificação de irregularidades de rigidez em planta ou em altura que causem alterações das características dinâmicas no patamar inelástico;
- Estimativa dos deslocamentos relativos entre pisos, tendo em conta as descontinuidades de rigidez;
- Sequência de cedência e de rotura dos elementos e evolução da curva de capacidade global da estrutura.

Uma das principais limitações reconhecidas à análise “pushover” foi a incapacidade de obter resultados precisos, quando os efeitos dos modos de vibração mais elevados de uma estrutura são importantes na sua resposta a acções dinâmicas, como é exemplo a acção sísmica. Apesar do comportamento dinâmico de muitas estruturas ser dominado pelo primeiro modo de vibração natural, este comportamento não pode ser generalizado a todas as estruturas. Outra das principais limitações, é o facto de não considerar a degradação progressiva de rigidez que ocorre durante o carregamento cíclico não linear dos sismos. Esta degradação tem como consequências, a mudança das características modais da estrutura e o aumento do seu período, o que não é tido em conta na análise “pushover”.

Para tentar contornar as principais limitações que a análise “pushover” apresenta ao estimar a resposta de estruturas quando solicitadas por uma acção sísmica, vários métodos de análise têm sido propostos. Um dos métodos de análise não lineares simples para estruturas com múltiplos graus de liberdade foi proposto por Fajfar e Fischinger (1988). Este método tem o nome de N2 e combina a análise de um sistema com múltiplos graus de liberdade com o espectro de resposta inelástico do seu modelo equivalente de 1 GL. Encontra-se actualmente previsto no EC 8 (2003) e será forçosamente desenvolvido adiante.

Fazer uma análise não linear significa ter em consideração que os deslocamentos de uma estrutura não variam proporcionalmente à carga nela aplicada, o que, na verdade, corresponde à realidade. Assim, a matriz de rigidez de uma estrutura, que numa análise linear é independente das forças e dos deslocamentos, deixa de o ser numa análise não linear, onde é necessário dispor de um modelo numérico com um procedimento iterativo para encontrar a solução das equações de equilíbrio em cada incremento de carga. Num edifício solicitado por uma acção horizontal, como é o caso da acção sísmica, as deformações não lineares de flexão ocorrem em zonas dos elementos junto às suas extremidades. Os elementos podem ser idealizados admitindo que o comportamento não linear é descrito em termos de deformações inelásticas concentradas em determinadas extensões de comprimento fixo junto às extremidades (modelação com não linearidade concentrada) ou, em alternativa, considerando a distribuição das deformações inelásticas ao longo do comprimento do elemento (modelação com não linearidade distribuída).

Os modelos numéricos mais precisos são aqueles em que a não linearidade material está distribuída ao longo dos elementos. Exemplo deste tipo de modelações é o modelo de fibras em que a secção do elemento é dividida em filamentos, cada uma representando a lei tensão-extensão do material que a constitui, sendo a matriz de rigidez da secção obtida integrando as matrizes de rigidez dessas fatias ou filamentos ao longo da área da secção e sendo a matriz de rigidez do elemento obtida integrando as matrizes de rigidez das diversas secções ao longo do comprimento do elemento. Este tipo de

modelação permite representar a não linearidade que se desenvolve ao longo do comprimento do elemento e ao longo da área da secção.

Outros modelos numéricos possíveis para análises não lineares, menos complexos e mais simples de ser implementados em programas de cálculo automático, são aqueles em que a não linearidade é considerada concentrada em certas zonas dos elementos. Esta aproximação é possível dado que geralmente os efeitos da não linearidade ocorrem em pequenos trechos do elemento. Assim, é possível considerar alterações das matrizes de rigidez dos elementos de pórticos sujeitos predominantemente a flexão, introduzindo rótulas plásticas nas extremidades dos elementos ou, então, considerando subelementos não lineares nessas mesmas zonas, traduzindo todo o comportamento não linear do elemento.

É conveniente ter alguma experiência e algum cuidado ao realizar uma análise por recurso a uma modelação com não linearidade concentrada, pois é necessária uma definição bastante rigorosa do comportamento tensão-extensão das rótulas plásticas. Actualmente, pode-se considerar que a análise “pushover” é uma alternativa viável à análise dinâmica não linear para verificação da segurança de estruturas a acções sísmicas. No entanto, esta consideração não pode ser generalizada para todo o tipo de estruturas e, ao efectuar a análise, é necessário ter presente as suas limitações e potencialidades.

2.2. METODOLOGIAS E MODELOS NUMÉRICOS ADOPTADOS

2.2.1. SUMÁRIO

No presente capítulo é apresentada com bastante pormenor a metodologia constituinte da análise “pushover” considerada mais relevante, dando-se particular relevo ao Método N2, que será aplicado em capítulos seguintes.

São ainda apresentados os dois modelos numéricos de cálculo não linear que foram utilizados nas análises: uma modelação com não linearidade distribuída e outra com não linearidade concentrada. No primeiro caso, o programa de cálculo automático utilizado é o SeismoStruct (2006), e no segundo caso são o Computers & Structures - SAP 2000 (2005) e MIDAS/CIVIL (2005).

2.2.2. METODOLOGIA “PUSHOVER”

O método N2 foi originalmente desenvolvido por Fajfar (1988) e é o método adoptado nas versões mais recentes do EC 8 (2003). Seguidamente apresenta-se uma descrição dos diferentes passos constituintes do método, também aplicado em sequência similar por César e Barros (2007, 2009).

Para correcta aplicação do Método N2, o primeiro passo deve ter em conta a modelação estrutural, isto é, os elementos estruturais são modelados atendendo às suas propriedades fisicamente não lineares, introduzindo-se as relações constitutivas não lineares para os diferentes elementos estruturais. Considera-se a resistência pós-cedência e a capacidade de rotação e dissipação de energia. Relativamente à acção sísmica, utiliza-se um espectro de resposta elástico, para um dado valor de coeficiente de amortecimento e considerando um determinado valor de aceleração de pico do solo. O espectro utilizado neste método é apresentado graficamente no formato aceleração/deslocamento (ADRS – Acceleration Displacement Response Spectrum), onde os valores espectrais da aceleração são definidos em função dos valores espectrais do deslocamento.

Para um sistema de 1 GL, com período T e com comportamento elástico, é válida a equação (1), onde S_e e S_{de} representam, respectivamente, o espectro de resposta elástico de aceleração e de deslocamento.

$$S_e = \frac{4 \cdot \pi^2}{T^2} \cdot S_{de} \quad (1)$$

De seguida, deve-se obter a curva de capacidade da estrutura, que relaciona a força de corte total na base, F_b , com o deslocamento do seu nó de controlo, d_n , que geralmente está localizado no topo da estrutura. Segundo o EC 8, a curva de capacidade deve ser obtida até um valor do deslocamento do topo da estrutura de cerca de 150% do deslocamento objectivo. Visto que o deslocamento objectivo só pode ser obtido depois de calculada a curva de capacidade da estrutura, como se verá mais adiante, no início terá de se considerar um valor máximo do deslocamento de topo, tal que qualquer incremento do seu valor não origine um aumento do valor do esforço transversal total na base da estrutura. O deslocamento do topo deverá ser controlado pelo nó localizado no seu centro de massa.

Obtida a curva de capacidade da estrutura, o passo seguinte é a determinação do seu deslocamento objectivo. Para isso, assume-se que a resposta de uma estrutura com n GL, está directamente relacionada com a resposta de um sistema equivalente de 1 GL. Deve então determinar-se as características deste sistema equivalente, uma vez que a acção sísmica é quantificada a partir de espectros de resposta. Esta transformação é feita a partir do factor de transformação Γ . Sendo Φ_i a componente da deformada da estrutura correspondente ao piso i e m_i a sua massa, obtém-se consequentemente o valor de Γ , dado pela equação (2).

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (2)$$

Desta forma, a força e o deslocamento do sistema de 1 GL são obtidos a partir das expressões apresentadas nas equações (3) e (4).

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (3)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (4)$$

Obtida a curva de capacidade do sistema equivalente de 1 GL, é necessário determinar uma curva bilinear que represente uma relação idealizada elasto-plástica ajustada à curva de capacidade referida, para posteriormente determinar o seu período. Para a idealização da curva bilinear primeiro determina-se a força de cedência F_y^* , que representa a resistência última do sistema idealizado e é igual à força de corte na base da estrutura por ocasião da formação do mecanismo plástico dividida pelo factor de transformação. A rigidez inicial do sistema idealizado é tal, que as áreas definidas pela curva de

capacidade e pela curva idealizada, entre elas, sejam iguais. Baseado nesta suposição, o deslocamento para o qual se verifica a cedência do sistema equivalente de 1 GL, d_y^* , é dado pela equação (5), na qual E_m^* , é a energia de deformação até à formação da rótula plástica, ou seja, é a área definida pela curva de capacidade do sistema equivalente até este ponto, e d_m^* , é o deslocamento nesse mesmo ponto.

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (5)$$

Na Figura 2 está ilustrada a idealização da curva bilinear. O ponto A representa o ponto para o qual se forma o mecanismo plástico.

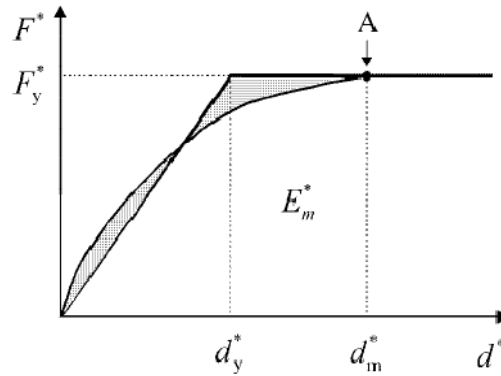


Figura 2 – Determinação da relação idealizada força-deslocamento perfeitamente elasto-plástica, [adaptado de Eurocódigo 8 (2003)]

O período do sistema idealizado com 1 GL é dado pela equação (6).

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (6)$$

O deslocamento objectivo do sistema equivalente, caso este tivesse um comportamento elástico ilimitado, é aqui designado por d_{et}^* , e é dado pela equação (7), onde $Se(T^*)$ é a aceleração elástica espectral para o período T^* .

$$d_{et}^* = Se(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (7)$$

Como o sistema equivalente não apresenta um comportamento elástico ilimitado, o deslocamento objectivo que se pretende, designado por d_t^* , pode não ser igual a d_{et}^* , pois depende das

características dinâmicas do sistema. A Figura 3 e a Figura 4 ilustram como se determina o valor de d_t^* . Nestas figuras está traçado não só o espectro de resposta no formato ADRS, como a curva de capacidade idealizada do sistema de 1 GL. O período T^* é representado por uma linha que vai desde a origem do sistema de coordenadas até ao ponto que define a resposta elástica espectral.

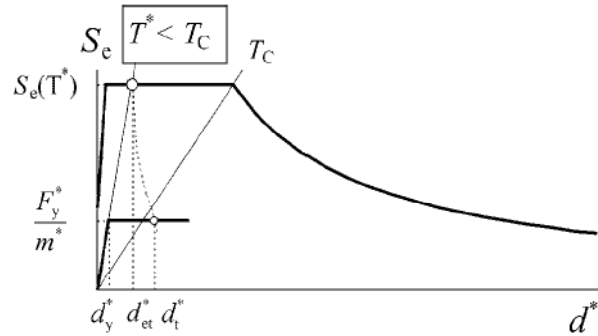


Figura 3 – Deslocamento objectivo do sistema equivalente de 1 GL para períodos baixos [adaptado de Eurocódigo 8 (2003)]

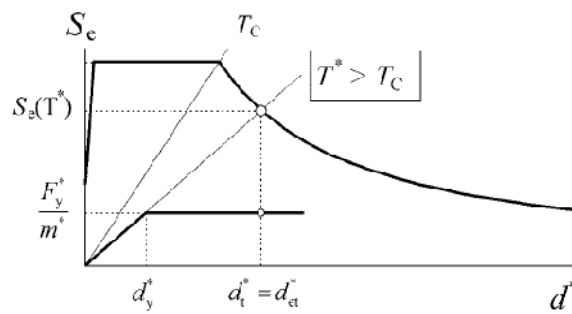


Figura 4 – Deslocamento objectivo do sistema equivalente de 1 GL para períodos médios ou longos [adaptado de Eurocódigo 8 (2003)]

A Figura 3 corresponde à determinação do deslocamento objectivo do sistema equivalente de 1 GL, d_t^* , para períodos baixos, enquanto a Figura 4 corresponde à sua determinação para períodos médios ou longos. O que separa os períodos baixos dos períodos médios ou longos é o período T_c , definido nessas mesmas figuras.

Para períodos T^* inferiores a T_c (períodos baixos) e caso a estrutura apresente um comportamento elástico ($F_y^*/m^* > Se(T^*)$), o valor de d_t^* é dado pela equação (9).

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (9)$$

Caso a estrutura apresente um comportamento inelástico ($F_y^*/m^* < Se(T^*)$), o valor de d_t^* é dado pela equação (10), em que q_u está definido na equação (11).

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot \left(1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*}\right) \geq d_{et}^* \quad (10)$$

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \quad (11)$$

Para períodos T^* superiores a T_c (períodos médios e longos), resulta também a igualdade verificada na equação (9).

Segundo o Eurocódigo 8, se o deslocamento d_t^* determinado for muito diferente do deslocamento d_m^* usado para a determinação da relação força-deslocamento idealizada, pode ser aplicado um procedimento iterativo usando d_t^* (e o correspondente F_y^*) em vez de d_m^* , no cálculo de d_m^* .

Para se determinar o desempenho sísmico da estrutura, é finalmente necessário determinar o deslocamento de topo da estrutura, para vários graus de liberdade, multiplicando para isso o último valor obtido (deslocamento objectivo) pelo factor de transformação calculado atrás (equação 12).

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (12)$$

Este deslocamento corresponde ao nó de controlo que, como já foi referido, deve situar-se no centro de massa do topo da estrutura. Aproveitando a curva da capacidade da estrutura em análise já calculada, pode-se determinar, para o deslocamento objectivo, rotações, deslocamentos de pisos, deslocamentos relativos, esforços de corte, etc. Estes parâmetros de resposta são comparados com os valores máximos admissíveis da estrutura e conclui-se se a sua segurança é ou não verificada para a acção sísmica em causa e quais os danos que esta pode provocar.

2.3. MODELOS NUMÉRICOS DE CÁLCULO

2.3.1. INTRODUÇÃO

Como já foi discutido anteriormente, para se poder tirar partido da resistência e principalmente da ductilidade das estruturas, quando solicitadas por acções sísmicas, é necessário que o seu dimensionamento tenha em conta o comportamento não linear dos materiais. Para a avaliação desse comportamento é necessário o desenvolvimento de modelos numéricos que representem de forma rigorosa o comportamento das estruturas de betão armado.

A verificação da segurança consistirá não só em garantir que os valores de cálculo dos esforços resistentes são superiores aos valores de cálculo dos esforços actuantes, mas também que os elementos possuem a ductilidade adequada. O conceito de ductilidade pode ser definido desde um nível de comportamento global das estruturas até ao nível do comportamento dos materiais constituintes, passando pelo comportamento dos elementos estruturais.

A exploração da ductilidade dos elementos estruturais obriga a que o projecto de estruturas de betão armado sujeitas à acção dos sismos inclua uma fase em que se verifica a adequação do dimensionamento adoptado. Esta verificação deve ser efectuada através da análise em regime não linear.

O modelo ideal a ser estabelecido para a obtenção da resposta não linear de elementos de betão armado, com comportamento predominante de flexão, requer uma definição das características geométricas e mecânicas dos materiais ao nível das secções e em termos das relações tensões - deformações dos diversos materiais componentes em termos pontuais. Estas relações são então integradas ao longo da altura das secções, tendo em consideração as características geométricas e algumas hipóteses de base quanto à natureza das deformações. A integração posterior ao longo do comprimento dos elementos estruturais, permite a definição das relações forças - deslocamentos generalizados ao nível das extremidades desses elementos.

De modo a conseguir controlar os possíveis mecanismos dissipativos inelásticos a que uma estrutura pode ser conduzida, é necessário impor valores de resistência e ductilidade nas diferentes partes da estrutura. Com o objectivo de evitar o aparecimento de rótulas plásticas em locais não previstos, estes deverão possuir um excesso de resistência em relação aos valores de cálculo, levando a que as rótulas plásticas se formem nos locais determinados, onde os esforços actuantes atingem os esforços de cedência. O sobredimensionamento das zonas não escolhidas para a formação de rótulas plásticas deve ser tal que garanta a sua permanência em regime elástico para o valor máximo da resistência das zonas de potenciais rótulas plásticas.

Tais determinações enunciadas, implicam que:

- o cálculo da resistência máxima das rótulas plásticas seja baseado nas áreas de armadura projectadas e não nos valores de cálculo, devendo ser também considerada a probabilidade das tensões no aço serem maiores que os seus valores de cálculo, bem como o endurecimento do aço após cedência e o efeito de confinamento no betão;
- as rótulas plásticas possuam adequadas características de ductilidade e de dissipação de energia, concretizando-se em disposições de projecto diferentes para estas zonas relativamente às restantes;
- qualquer tipo de rotura frágil ou perda significativa de resistência devam ser evitados durante a ocorrência de deformações plásticas que um sismo induz na estrutura, ou seja, a rotura por flexão (dúctil) deve preceder a rotura por esforço transversal (frágil).

Definido o modelo de comportamento de uma secção ou de um elemento estrutural, torna-se necessária uma idealização estrutural do edifício que atenda às características dos seus elementos constituintes e represente, de uma forma completa e exhaustiva, não só o comportamento de cada elemento, como também a interacção entre esses diversos elementos, verificado por Varum (1995).

Para elementos de betão armado predominantemente sujeitos a flexão, o seu comportamento é caracterizado com base em diagramas momento-curvatura para as suas secções. Estes diagramas podem ser obtidos a partir das relações tensões-extensões dos materiais constituintes e as suas características são influenciadas pelos diversos parâmetros que condicionam a deformabilidade de elementos sujeitos a esforços de flexão. A importância de parâmetros como o tipo de aço e de betão, as percentagens de armadura e o valor do esforço axial, pode ser avaliada através da análise dos diagramas momento – curvatura, obtidos para secções submetidas a flexão e diferentes valores desses parâmetros.

No caso de existir confinamento, cujo efeito se pode traduzir num aumento substancial da extensão última de compressão no betão, a ductilidade em curvatura de elementos flectidos pode aumentar significativamente, sobretudo no caso de elementos fortemente armados ou sujeitos a um elevado esforço axial, em que o comportamento do betão é determinante para a rotura.

O esforço axial pode influenciar significativamente o comportamento em flexão das secções em betão armado. A sua variação pode alterar, de uma forma significativa, o valor do momento flector máximo atingido e a curvatura associada a valores máximos da extensão de compressão no betão, sendo este assunto objecto de estudo por Varum (1995).

Um outro esforço, que influencia substancialmente o comportamento dos elementos de betão armado sujeitos à flexão, é o esforço transversal. Verifica-se que o efeito do esforço transversal elevado reflecte-se essencialmente numa redução da capacidade de dissipação de energia, podendo a resposta dos elementos dar-se com significativa degradação de rigidez e diminuição da resistência. Se os elementos estiverem simultaneamente sujeitos a esforços axiais de compressão, a degradação do comportamento acentua-se, sobretudo em presença de acções cíclicas.

Sob a acção repetida de ciclos de carga, os fenómenos referidos podem conduzir a comportamentos caracterizados por uma forte degradação, dado que se verifica a progressiva destruição do betão em torno das armaduras e uma consequente deterioração da aderência, podendo inclusivamente verificarem-se fenómenos de escorregamento de um elemento relativamente ao apoio.

2.3.2. MODELOS DOS MATERIAIS

Uma vez concluída a parte introdutória, serão objecto de análise neste sub-capítulo, os modelos de comportamento do betão e do aço, que por sinal, assumem uma importância crucial, pois permitem uma melhor percepção do comportamento global da estrutura, quando sujeita a acções sísmicas, sendo para isso desenvolvidas séries de análises estáticas não lineares, se bem que, como visto anteriormente, as análises mais realistas são as não lineares dinâmicas.

2.3.2.1. Betão

Relativamente aos modelos que idealizam o comportamento do betão, estudos efectuados mostraram que não é necessário um elevado rigor e complexidade do modelo, pois as relações momento - curvatura de elementos de betão armado são na sua globalidade pouco sensíveis à sua sofisticação. Uma explicação possível para este facto é que num elemento de betão armado, dimensionado para ter comportamento dúctil, sujeito a acções repetidas e alternadas de grande amplitude, o comportamento será essencialmente controlado pelas armaduras, devido à intensa fendilhação do betão. No entanto, e de acordo com Vaz (1992), apesar de o modelo do betão não necessitar de ser sofisticado, deverá permitir a idealização de alguns fenómenos, nomeadamente o acréscimo de resistência e ductilidade do betão devido à existência de armaduras transversais.

Deve notar-se que a sua caracterização deverá ser feita com base numa abordagem do comportamento deste material submetido a estados tridimensionais de tensão. De facto, Varum (1995) conclui que o conhecimento adequado das relações constitutivas multiaxiais é necessário sempre que se pretenda reproduzir o comportamento do betão com generalidade.

A representação do comportamento do betão, em condições de carregamento multiaxial e cíclico, foi já objecto de estudo intensivo. Este facto deriva em parte do desenvolvimento verificado nos métodos experimentais utilizados em ensaios triaxiais, o que veio permitir a obtenção de informação fiável sobre o comportamento tridimensional do betão, aliado à existência de uma grande potencialidade para realização de análises não lineares refinadas e de grande sofisticação.

2.3.2.2. Aço

O comportamento de elementos de betão armado é, em muitos casos, condicionado pelo comportamento dos varões de aço das armaduras, particularmente após a ocorrência de fendilhação. Em condições de carregamento alternado, segundo Varum (1995), a resposta em regime inelástico de um elemento pode inclusivamente chegar a ser inteiramente controlada pelo comportamento histerético do aço, nomeadamente nas situações em que se desenvolvem fendas ao longo de toda a altura da secção de um elemento, podendo manter-se abertas durante a alternância de cargas. Daí que os modelos que idealizam o comportamento do aço deverão ser, face à pouca sofisticação admissível para os modelos do betão, mais sofisticados.

É assim particularmente importante que os modelos analíticos utilizados para a idealização do aço das armaduras reproduzam adequadamente a fenomenologia do comportamento do aço, em especial no caso de processos de carregamento repetido e alternado. A informação disponível, baseada em diversos resultados experimentais, sobre o comportamento de varões de aço sujeitos, quer a cargas crescentes monotonicamente, quer a cargas cíclicas, tem contribuído para que esse comportamento seja actualmente bem conhecido. Este facto permitiu o desenvolvimento de diversos modelos teóricos que reproduzem com suficiente fiabilidade as características essenciais daquele comportamento.

Os modelos para a representação do comportamento do aço, incluindo a consideração da histerese, consistem basicamente em idealizações das relações tensões - extensões do material, quando sujeito a processos de carregamento repetido e alternado. Um primeiro tipo de modelos, habitualmente designados por modelos fenomenológicos, recorre à utilização de parâmetros que procuram descrever as relações tensões - extensões ao longo de um processo de carregamento que se ajustam às verificadas experimentalmente. Os parâmetros associados a estes modelos não podem geralmente ser obtidos directamente a partir do conhecimento sobre o comportamento do material a nível microscópico e dependem, ao longo do processo de carregamento, da história de deformações impostas. Deste modo, a sua utilização envolve normalmente dificuldades associadas ao esforço de cálculo inerente à necessidade do conhecimento de toda a história imposta, bem como à consideração de formulações incrementais (Varum (1995)).

Um segundo grupo de modelos, de utilização muito mais generalizada, baseia-se na modificação de modelos de referência definidos directamente através de variáveis descritivas do comportamento físico do material, de forma a ter em conta as particularidades da história de deformações impostas ao material. Embora estes modelos ainda recorram à utilização de parâmetros que variam ao longo do processo de carregamento, reduzem consideravelmente o esforço de cálculo ao limitarem a memória da história de tensões e deformações a um número reduzido de curvas de controlo, basicamente a envolvente monotónica e as curvas de descarga imediatamente anteriores à corrente. O recurso a modelos deste tipo tem grandes vantagens em termos de operacionalidade da sua aplicação prática, além de se verificar que, apesar da simplicidade associada às idealizações consideradas, as características essenciais do comportamento histerético do aço são reproduzidas de forma aceitável.

Dada a influência do comportamento do aço no comportamento histerético de elementos de betão armado, o que, como já foi referido, deriva da resposta inelástica de um elemento ser em muitos casos essencialmente condicionada pelo aço, julga-se oportuno salientar alguns aspectos que normalmente não são tidos em conta na modelação do comportamento do aço e podem influenciar de forma importante o desempenho de um elemento estrutural.

Um primeiro aspecto a considerar, refere-se ao facto de a maior parte das idealizações existentes para representação do comportamento histerético do aço considerarem o material independentemente da sua função como armadura de betão armado. Deste modo, admite-se, em geral, um comportamento essencialmente semelhante em tracção e em compressão. Ora a história de deformações imposta a um varão de armadura, durante um processo de carregamento repetido e alternado, pode ser substancialmente distinta da que seria imposta a uma peça estrutural de aço, dada a associação do mecanismo de abertura e fecho de fendas com o fenómeno de deterioração da aderência entre o aço e o betão, o que leva a que normalmente sejam sujeitos a extensões de compressão menos elevadas do que as de tracção, não ocorrendo portanto grandes excursões inelásticas em compressão. Este facto tem sido considerado na simplificação de alguns dos modelos propostos para o comportamento do aço de betão armado. Deve notar-se, por outro lado, e ainda relativamente a este aspecto, que nos casos em que seja de prever a ocorrência de plastificações em compressão das armaduras, o que geralmente é ocasionado pela perda do recobrimento e consequente diminuição da capacidade do betão suportar a maior parte das tensões de compressão, não são normalmente idealizadas as situações que envolvam o fenómeno de encurvadura do varão. Deve assim, nesses casos, dar-se particular atenção à cintagem das armaduras comprimidas de forma a evitar rotura por encurvadura dessas armaduras (Varum (1995)).

2.3.3. MODELAÇÃO COM NÃO LINEARIDADE DISTRIBUÍDA

2.3.3.1. Considerações gerais

Para as análises “pushover” efectuadas neste trabalho, recorrendo a uma modelação com não linearidade distribuída, utilizou-se o programa de cálculo SeismoStruct (2006). Este utiliza um modelo de fibras tridimensional baseado em elementos finitos, com elementos de barra planos, sendo todas as análises tratadas como potencialmente não lineares tendo em conta a não linearidade material e geométrica. A distribuição da inelasticidade ao longo do comprimento dos elementos é explicitamente modelada através de uma formulação cúbica, permitindo uma estimativa mais precisa da distribuição de danos. O estado de tensão - extensão das secções dos elementos é obtido integrando a resposta individual e uniaxial não linear de cada uma das fibras em que a secção do elemento foi dividida. Para a integração das equações da formulação cúbica que regem essa resposta não linear, são utilizados dois pontos de Gauss por elemento.

2.3.3.2. Modelo de Fibras

Os modelos de fibras foram propostos por Aktan *et al* (1974). Neste modelo a secção de betão armado é discretizada em vários filamentos, como ilustrado na Figura 5.

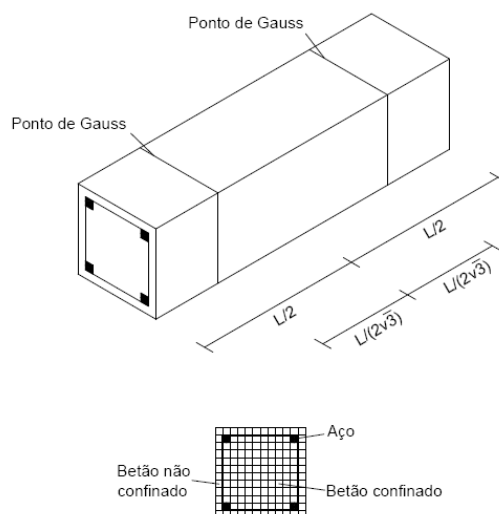


Figura 5 – Discretização dos elementos e das secções de betão armado num modelo de fibras [adaptado de Coutinho (2007)]

O elemento é discretizado segundo o seu eixo longitudinal em vários elementos finitos. São atribuídos pontos de controlo ao longo do eixo longitudinal de cada filamento para controlar as extensões no centro do mesmo. As localizações destes pontos de controlo são as dos pontos de Gauss. Neste caso, como os comportamentos dos filamentos são regidos por equações de uma formulação cúbica, são necessários dois pontos de Gauss para integrar exactamente essas equações, pois com n pontos de Gauss é possível integrar exactamente um polinómio de grau $2n-1$. É assumido que os filamentos são esforçados uniaxialmente e que a tensão dentro dos mesmos pode ser obtida pela extensão no seu centro.

2.3.3.3. Modelo de comportamento do betão

O programa SeismoStruct (2006) tem disponíveis cinco modelos diferentes de comportamento do betão para carregamentos cíclicos: modelo de betão trilinear, modelo não linear de betão com confinamento constante, modelo não linear de betão com confinamento variável, modelo não linear com confinamento constante de betão de alta resistência e modelo não linear de betão confinado por sistemas compósitos reforçados com fibras. Nesta dissertação, o modelo utilizado é o modelo não linear com confinamento constante (“Nonlinear Constant Confinement Concrete Model”).

Este é um modelo inicialmente proposto por Madas (1993), que para carregamentos monotónicos segue uma relação proposta por Mander *et al* (1988) e para carregamentos cíclicos segue as leis propostas por Martinez - Rueda e Elnashai (1997). Os efeitos do confinamento devido à armadura transversal são incorporados pelas regras propostas por Mander *et al* (1988), onde é assumida uma tensão de confinamento constante durante todo o patamar de extensões do betão.

O modelo tensão - extensão está representado na Figura 6 e é baseado numa equação proposta por Popovics (1973), na qual f_{co} e ϵ_{co} são, respectivamente, a resistência à compressão do betão não confinado e a extensão correspondente.

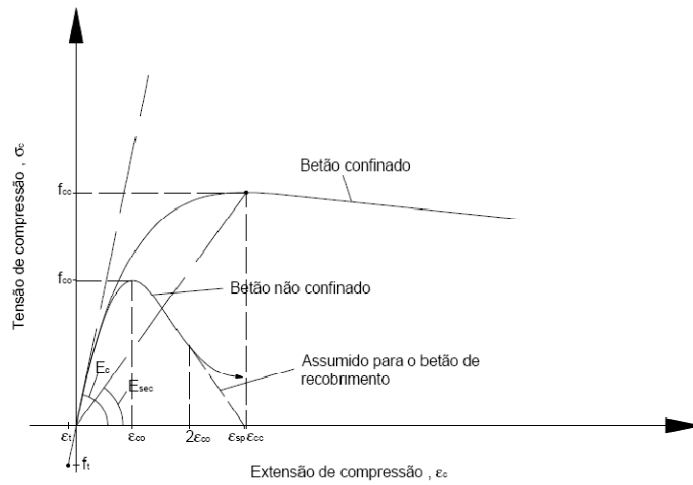


Figura 6 – Modelo de comportamento do betão para carregamentos monotónicos proposto por Mander *et al* (1988), [adaptado de Coutinho (2007)]

Neste artigo proposto por Mander *et al* (1988), é proposto para o modelo de comportamento de betão de recobrimento que, após a extensão deste atingir um valor superior a duas vezes a extensão máxima do betão não confinado, ε_{co} , a relação tensão - extensão seja uma linha recta decrescente que atinge uma tensão igual a zero no ponto de extensão ε_{sp} , como ilustrado na Figura 6, para o tramo final da curva do betão não confinado.

Quando solicitado por esforços de tracção, a resposta do betão é linear até atingir o seu valor limite, f_t , e a constante de proporcionalidade entre tensões e extensões é o seu módulo de elasticidade E_c . Quando o valor da tensão actuante excede o valor da resistência à tracção do betão, assume-se que a rotura se dá abruptamente, sem aumento das extensões do betão. Numa secção de betão armado, quando o esforço solicitante provoca tensões de tracção maiores que a sua resistência, o betão fendilha e este fenómeno pode introduzir instabilidades numéricas nas análises não lineares. Daí que no programa SeismoStruct (2006) seja de facto recomendado desprezar esta resistência caso só se pretenda uma resposta global da estrutura, como, por exemplo, a sua curva de capacidade basal. Deve-se então introduzir um valor muito baixo da resistência à tracção do betão para assegurar a estabilidade numérica da análise.

Ainda no âmbito do mesmo programa, é igualmente importante a definição dos valores da resistência do betão confinado, introduzindo-se um factor de confinamento K' que por sua vez é função dessa mesma resistência. Deste modo, este factor é definido como sendo a razão entre a resistência à compressão do betão confinado e do betão não confinado, e propõe-se que o seu cálculo seja feito recorrendo igualmente à proposta de Mander *et al* (1988). Segundo estes autores, a resistência à compressão do betão confinado é dada pela equação apresentada abaixo, onde f_l' representa a tensão lateral efectiva de confinamento.

$$f_{cc} = f_{co} \cdot \left(-1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f_l'}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f_l'}{f_{co}} \right) \quad (13)$$

2.3.3.4. Modelo de comportamento do aço

O programa SeismoStruct (2006) tem disponíveis três modelos de comportamento do aço, contudo neste trabalho o modelo utilizado é o modelo de aço bilinear (“Bilinear Steel Model”), cujo comportamento está ilustrado na Figura 7.

Numa primeira fase, antes de atingir a tensão de cedência, o comportamento do aço é perfeitamente elástico, sendo as tensões proporcionais à sua extensão e a constante de proporcionalidade igual ao seu módulo de elasticidade. No patamar de cedência, após atingir a tensão de cedência definida para o aço, o endurecimento (“strain hardening”) é assumido como uma função linear do incremento de extensão plástica.

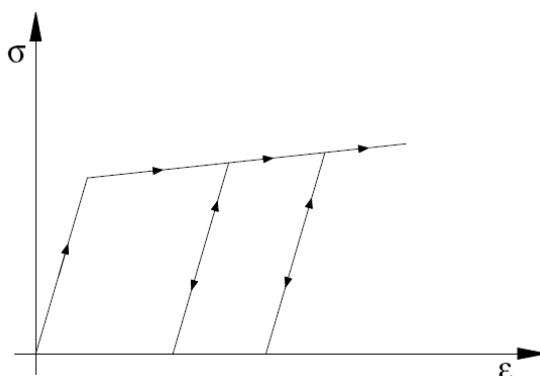


Figura 7 – Modelo de comportamento do aço utilizado no programa SeismoStruct (2006) [adaptado de Coutinho (2007)]

Sob a acção de ciclos de carga, o patamar elástico mantém-se constante para todas as extensões a que é feita a descarga e consequente recarga do aço, não havendo dissipação de energia. Ou seja, os ramos de carga e recarga são lineares com inclinação igual à do módulo de elasticidade do aço até ao ponto em que foi feita a descarga. Após atingir esse ponto, a curva de comportamento do aço é igual à curva de carregamento monotónico.

Pela sua simplicidade, o recurso a este modelo não é recomendado para a modelação de elementos estruturais sujeitos a casos de carga muito complexos, com cargas e descargas significativas. No entanto, como o que se pretende neste trabalho é a comparação de resultados obtidos por análises “pushover”, considera-se o modelo adequado para representar a lei de tensões-extensões do aço.

2.3.4. MODELAÇÃO COM NÃO LINEARIDADE CONCENTRADA

2.3.4.1. Considerações gerais

Para as análises “pushover” efectuadas com recurso a uma modelação com não linearidade concentrada utilizaram-se os programas SAP2000 (2005) e MIDAS/CIVIL (2005). Os elementos do pórtico são modelados tendo em conta a não linearidade dos materiais, através da definição de rótulas plásticas em zonas próximas das suas extremidades em que se caracteriza a lei momento - curvatura da secção do elemento. Esta lei de comportamento é obtida com recurso ao programa BIAx, desenvolvido por Vaz (1992) e baseado num modelo de fibras. Posteriormente, a curva momento -

curvatura é definida através de cinco pontos nos programas, o que implica simplificações inevitáveis. O esforço axial nas vigas é considerado como sendo igual a zero, e nos pilares é constante ao longo da análise e igual ao obtido por uma análise estática linear dos esforços gerados pela carga permanente da estrutura (peso próprio de vigas, pilares e lajes de piso) e por 30% da sobrecarga regulamentar aplicada na mesma.

2.3.4.2. Rótula Plástica

Reconhece-se que os locais mais adequados para a formação de rótulas plásticas em pórticos sujeitos à flexão são as extremidades dos elementos estruturais. É possível verificar que um maior número de rótulas plásticas são necessárias para a formação dum mecanismo de colapso caso estas se formem nas extremidades das vigas, ao invés de se formarem nas extremidades dos pilares. Caso as rótulas se formem nas extremidades de todos os pilares de um determinado piso, o carregamento não pode aumentar e a plasticidade não pode evoluir ao longo da estrutura. Por outro lado, verifica-se que os pilares possuem, em geral, uma menor ductilidade passível de ser solicitada e que a formação de rótulas plásticas nestes elementos envolve um aumento significativo dos efeitos de segunda ordem, os quais podem conduzir ao colapso prematuro da estrutura.

Num pórtico de um edifício, geralmente é nas extremidades das vigas ou dos pilares onde se iniciará o processo de fendilhação das secções de betão armado, devido ao facto de os esforços de flexão serem mais elevados, e consequentemente, onde se concentram as deformações não lineares devido ao comportamento inelástico dos materiais. Assim, pode-se considerar que toda a não linearidade material está concentrada em zonas localizadas nas extremidades dos elementos do pórtico em estudo. Daí que, no cálculo de pórticos de edifícios, o comportamento não linear dos materiais possa ser considerado através da introdução de rótulas plásticas nessa mesma localização, sendo portanto necessário associar uma lei de comportamento momento - curvatura ao elemento em causa.

Após obter a relação momento - curvatura pelo programa BIAX (através de 500 pontos), a sua introdução nos programas SAP 2000 (2005) e MIDAS/CIVIL (2005) é feita através de cinco pontos (Pontos A, B, C, D e E visíveis na Figura 8). A definição dos pontos deve ser efectuada cuidadosamente pois podem posteriormente conduzir a resultados significativamente distintos. Assim sendo, o primeiro ponto é sempre a origem da curva, com momento e curvatura igual a zero. O segundo ponto representa o início da fendilhação do betão, ou seja, o ponto após o qual o elemento deixa de ter um comportamento elástico e se dá consequentemente, a primeira cedência da zona específica. Este ponto é definido com uma curvatura igual a zero, pois toda a deformação introduzida por uma rótula plástica é adicionada ao valor da deformação elástica correspondente ao esforço a que o elemento está submetido. No tramo AB, verifica-se efectivamente uma resposta linear com um ponto de cedência em B. O terceiro e quarto pontos são ajustados à curva obtida pelo programa BIAX, sendo que o quarto ponto deve representar o momento máximo mobilizável e a correspondente curvatura. A inclinação do tramo BC é normalmente baixa (0-10% do valor da inclinação do regime elástico) e representa fenómenos como o endurecimento. A linha CD representa a degradação da capacidade resistente. Por fim, no que diz respeito ao quinto ponto, este é definido de modo a que o momento se mantenha constante para valores crescentes de curvatura (ver Figura 8).

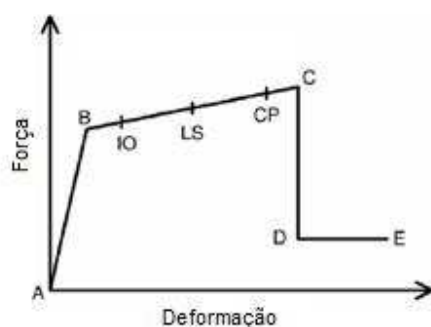


Figura 8 – Relação Força – Deformação para uma dada rótula plástica utilizada nos programas MIDAS/CIVIL (2005) e SAP 2000 (2005), [adaptado de César e Barros (2007)]

Conseguida a lei momento - curvatura, para vigas e pilares, é necessário definir o comprimento do elemento ao longo do qual se considera a ocorrência das deformações não lineares. A este, dá-se o nome de comprimento de rótula plástica, é constante durante a análise, ao longo do qual é integrado o comportamento não linear definido no ponto de controlo.

Esta problemática da definição do comprimento de rótula não se coloca quando é utilizado um modelo de fibras, pois a distribuição de curvaturas pode ser conhecida através do seu valor nas secções de controlo. Também não existe este problema, quando o elemento é modelado de acordo com a divisão da extensão em vários comprimentos, cada um com uma rótula plástica atribuída e com comprimento de rótula igual ao da divisão do elemento. Desta forma, a não linearidade está distribuída ao longo do elemento. Na presente dissertação, pretendendo-se um cálculo simples para avaliação da modelação com não linearidade concentrada, e dado que a não linearidade está concentrada nas zonas próximas das extremidades dos elementos, optou-se por só colocar uma rótula em cada uma das extremidades.

Relativamente à utilização do software SAP 2000 (2005), vários autores propuseram expressões para o cálculo do comprimento de rótula plástica.

Park e Paulay (1975) propuseram uma expressão para o cálculo do comprimento da rótula plástica L_p , caracterizada por ser uma expressão muito simples, dada pela equação (14), em que h é a altura da secção.

$$L_p = 0,5 \times h \quad (14)$$

Mais tarde, um grupo da Universidade de Canterbury, debruçando-se sobre o problema do comprimento da rótula plástica admitiu uma aproximação bilinear das relações momento - curvatura. A distribuição das curvaturas admitida corresponde à consideração de uma aproximação elasto - plástica da relação momento - curvatura nas secções das peças de betão armado e ainda à consideração de uma zona de comprimento L_p , onde se concentra a deformação plástica correspondente a uma curvatura plástica constante. Na realidade, nem as relações momento - curvatura são bilineares, nem existe uma zona de curvatura plástica constante. No entanto, com base nestes resultados, Priestley e Park (1984) propuseram a expressão da equação (15) para o cálculo do comprimento de rótula L_p , em que l é o comprimento do elemento e d_b é o diâmetro dos varões da armadura longitudinal.

$$L_p = 0,08 \cdot l + 6 \cdot d_b \quad (15)$$

Mais recentemente, Priestley *et al* (1996) voltaram a propor uma expressão em que consideram que, não só a distância da secção crítica ao ponto de momentos nulos tem influência no valor do comprimento de rótula plástica, como também o têm a tensão de cedência da armadura longitudinal e o seu diâmetro. Esta expressão é dada na equação (16), onde l_c é a distância da rótula plástica ao ponto de momentos nulos, f_{ye} é a tensão de cedência dos varões longitudinais e d_b o seu diâmetro.

$$L_p = 0,08 \cdot l_c + 0,022 \cdot f_{ye} \cdot d_b \geq 0,044 \cdot f_{ye} \cdot d_b \quad (16)$$

Além da várias versões que existem ao nível dos comprimentos de rótula plástica, na presente dissertação, somente o caso de introdução das rótulas a uma distância de metade do seu comprimento relativamente à extremidade do elemento é estudado.

Por último, menciona-se que no software MIDAS/CIVIL (2005) a localização da rótula plástica é especificamente colocada a uma distância d relativamente à extremidade do elemento, no qual d representa a altura da secção do elemento estrutural em causa.

2.3.4.3. Modelo de comportamento do betão

O modelo de comportamento do betão no programa BIAx é o modelo de Kent e Park modificado e proposto por Park et al (1982) e consiste na modificação de um modelo anteriormente proposto por Kent e Park (1969-1990), que apesar de contar com o efeito do confinamento na ductilidade do betão, não considerava o aumento da sua resistência devido ao mesmo efeito.

Na Figura 9 está ilustrado o modelo tensão-extensão de Kent e Park modificado.

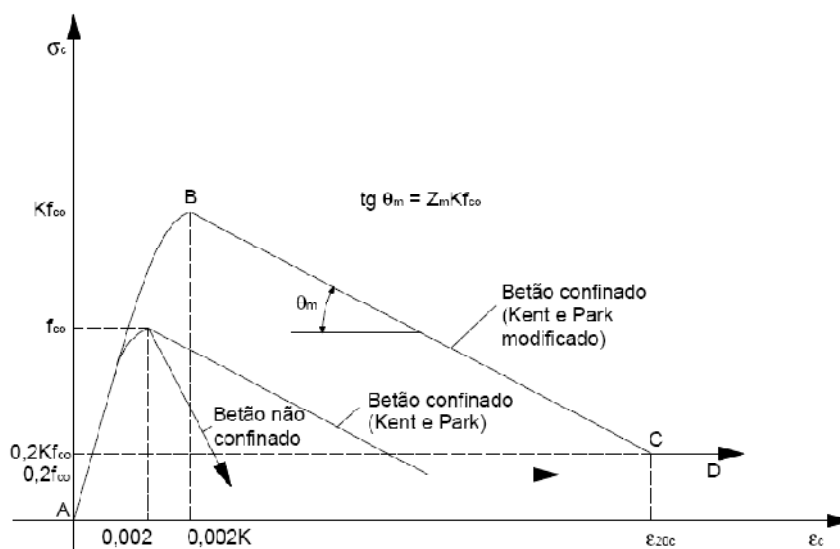


Figura 9 – Modelo de Kent e Park modificado do comportamento do betão para carregamentos monotónicos
[adaptado de Coutinho (2007)]

A tensão máxima atingida (no ponto B) é assumida como sendo $K' \cdot f_{co}$, para uma extensão igual a $0,002 \cdot K'$, em que K' é dado pela equação (17), ρ_s é a razão do volume das cintas rectangulares pelo volume do betão cintado medido em relação à face exterior das cintas e f_{yh} é a tensão de cedência da armadura transversal.

$$K' = 1 + \frac{\rho_s \cdot f_{yh}}{f_{co}} \quad (17)$$

Em relação ao comportamento à tracção do betão, no programa BIAX não é considerada a sua resistência por razões de estabilidade da análise numérica.

Também no programa BIAX, é possível introduzir não só a extensão correspondente à tensão máxima do betão não confinado como o factor de tensão para o qual a deformação se processa sem acréscimo de força, ou seja, o factor de tensão que define o ponto C. O programa BIAX permite esta possibilidade ao utilizador, apesar de na proposta de Park et al (1982) serem fixados os valores de 0,002 e 0,2 para a extensão e para o factor de tensão referidos, respectivamente.

2.3.4.4. Modelo de comportamento do aço

O modelo adoptado no programa BIAX para representar o comportamento do aço utiliza uma formulação do tipo Giuffré e Pinto e implementada por Menegotto e Pinto (1973). Este modelo está ilustrado na Figura 10, em que se mostra o relacionamento das tensões e extensões no aço entre duas rectas assintóticas de inclinação b , que idealizam o seu endurecimento.

A relação tensão-extensão é dada pela equação (18), em que os valores de σ^* e ε^* são dados pelas equações (19) e (20), respectivamente, antes da primeira inversão da carga. Nestas últimas, f_{ye} e ε_{ye} correspondem à tensão e extensão de cedência, respectivamente. O expoente R que surge na equação (18) é função da componente inelástica da deformação η em cada meio ciclo, variando após cada inversão de carga e representa o efeito de Bauschinger.

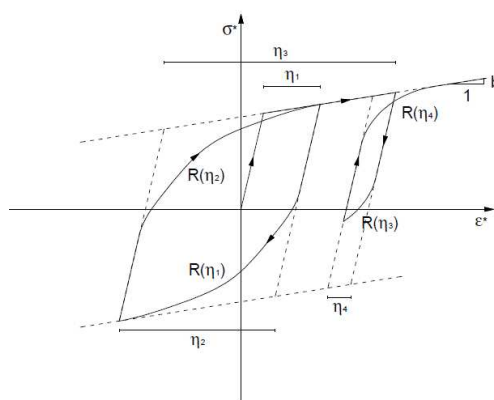


Figura 10 – Modelo de comportamento do aço de Menegotto e Pinto (1973) [adaptado de Coutinho (2007)]

$$\sigma^* = (1 - b) \cdot \frac{\varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^* R)^{\frac{1}{R}}} + b \cdot \varepsilon^* \quad (18)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma}{f_{ye}} \quad (19)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ye}} \quad (20)$$

O valor de R , função de η , pode ser expresso pela equação (21), em que $f(\eta)$ é determinado através da equação (22), sendo R_0 , A_1 e A_2 obtidos experimentalmente, por um processo iterativo tentativa-erro.

$$R(\eta) = R_0 - f(\eta) \quad (21)$$

$$f(\eta) = \frac{A_1 \cdot \eta}{A_2 + \eta} \quad (22)$$

3

ESTUDO PARAMÉTRICO BASEADO EM ANÁLISE “PUSHOVER” SOBRE PÓRTICO DE BETÃO ARMADO

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se efectivamente obter as curvas de capacidade de um pórtico de betão armado, de dois pisos, pertencente a um edifício de escritórios, situado na zona de Lisboa. Deste modo, será efectuado um estudo paramétrico ao nível do pórtico PT, destacado na Figura 11, estabelecendo-se valores de vãos de 5, 6 e 7 metros, bem como alturas de piso de 3, 3,5 e 4 metros progressivamente. Durante a análise “pushover” realizada, o pórtico irá passar por fases em que se encontra com forma regular e irregular em altura, pois em casos correntes, para acções sísmicas actuantes, verifica-se que os danos causados são mais acentuados em estruturas irregulares de betão armado, quer em planta quer em altura.

Antes de qualquer desenvolvimento, começou por se apresentar as características geométricas do pórtico que será objecto de estudo no presente capítulo, cuja visualização é possível através da análise das Figuras 11 e 12.

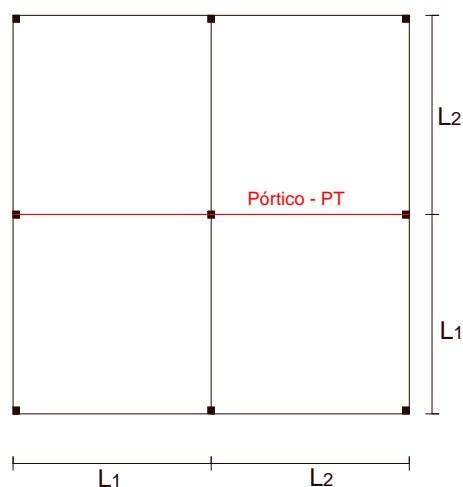


Figura 11 – Planta do edifício de escritórios

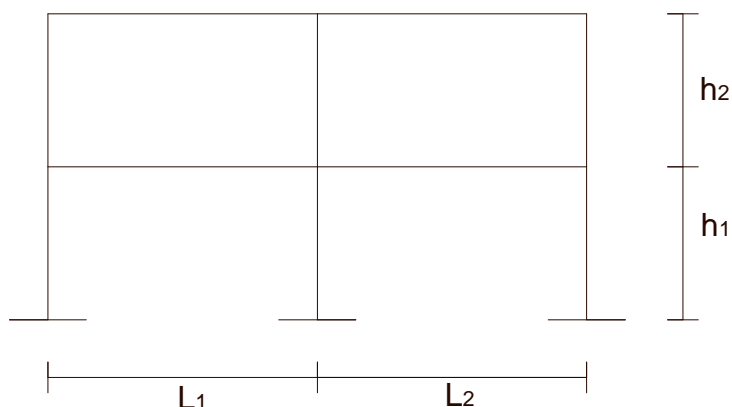


Figura 12 – Corte transversal do pórtico em estudo

Estando o pórtico devidamente apresentado, procede-se de seguida à caracterização mecânica dos materiais constituintes dos elementos estruturais. Os materiais são o betão C30/37 e o aço A500. As características mecânicas são então apresentadas nos Quadros 1 e 2, para o aço e para o betão, respectivamente.

Quadro 1 – Características mecânicas do aço

Aço	
Módulo de elasticidade	200000 MPa
Tensão de cedência	435 MPa
Parâmetro de endurecimento	0,00326

Quadro 2 – Características mecânicas do betão

Betão	
Resistência à compressão	20 MPa
Resistência à tracção	0,01 MPa
Extensão no ponto de tensão máxima	0,005
Módulo de Elasticidade	33000 MPa

As secções transversais dos elementos estruturais foram obtidas com base no dimensionamento estrutural previsto no programa SAP 2000 (2005), com base no EC 2 (2004). Foram definidas três combinações de acções, com base nas acções consideradas: acção do vento, acção sísmica, sobrecarga regulamentar para um edifício de escritórios e cargas permanentes existentes no pórtico.

Finalmente, um aspecto que se reveste de elevada importância é de facto a influência dos painéis de enchimento de alvenaria na resposta da estrutura, pois para acções horizontais, tais como as acções de carácter sísmico, as paredes de alvenaria de enchimento têm uma contribuição significativa, podendo alterar de forma considerável a resposta estrutural.

Assim sendo, a par do pré-dimensionamento das secções de betão armado, a influência das paredes de alvenaria será igualmente analisada nos sub-capítulos seguintes.

3.2. SUB-DIVISÃO DOS ELEMENTOS

Como já foi referido, as deformações plásticas em pórticos de edifícios essencialmente submetidos a esforços de flexão, concentram-se nas extremidades dos seus elementos. Numa modelação com não linearidade concentrada, considera-se que todas essas deformações estão concentradas num ponto com um dado comportamento momento - curvatura não linear. A sub-divisão é de facto um aspecto que se revela de particular importância. Relativamente aos softwares SAP 2000 (2005) e SeismoStruct (2006), os elementos foram efectivamente divididos em 4 partes, possuindo as duas de extremidade um comprimento de 15% do comprimento do elemento, enquanto as partes intermédias assumem um comprimento de 35%. Para melhor compreender a sub-divisão proposta e toda a sua validade, desenvolveu-se teoricamente a distância limite a que se poderão formar rótulas plásticas, relativamente à extremidade de um elemento. A demonstração pode ser auxiliada pela Figura 13.

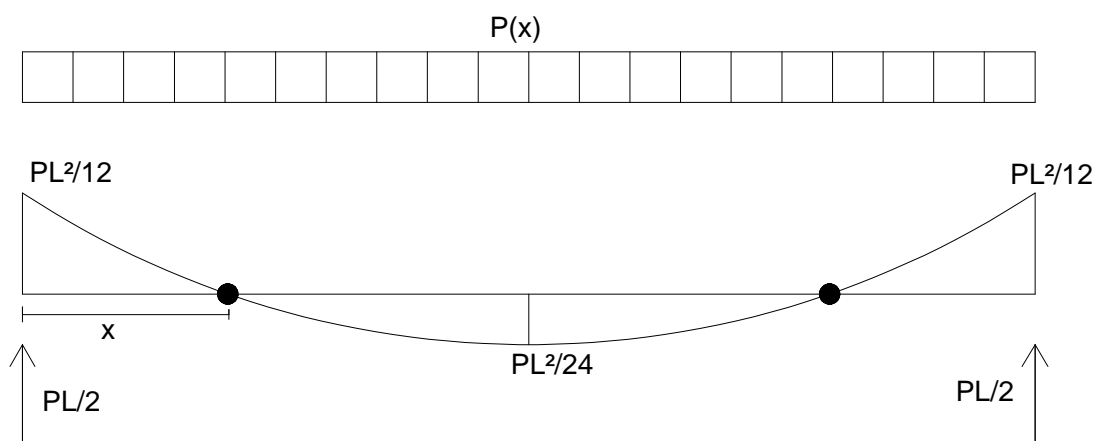


Figura 13 – Formação de rótulas plásticas em elementos de viga

Para uma viga de comprimento L , e com uma dada carga uniformemente distribuída $P(x)$, resulta uma equação de momentos que se apresenta abaixo, na equação 23:

$$M(x) = -\frac{Pl^2}{12} + \frac{Pl}{2}x - \frac{Px^2}{2} \quad (23)$$

Procurando o ponto geométrico para o qual se anula o momento fletor, resulta (equação 24):

$$0 = -\frac{Pl^2}{12} + \frac{Pl}{2}x - \frac{Px^2}{2} \Rightarrow x = \frac{l}{2} \cdot \left(1 \pm \frac{\sqrt{3}}{3}\right) \quad (24)$$

Desta forma, conclui-se teoricamente que os pontos para os quais os momentos flectores se anulam, isto é, os pontos sobre os quais se formam rótulas plásticas, ocorrem a distâncias limites de $0,211 \cdot L$ relativamente às extremidades da viga. Assim sendo, a consideração do valor de 15% proposto para o sub-elemento de extremidade é bastante aceitável.

Por fim, utilizando-se o programa MIDAS/CIVIL (2005), a subdivisão dos elementos é automaticamente efectuada pelo mesmo, para um único caso, decompondo-se o elemento estrutural num dado número de sub-elementos. Tanto neste programa como no SeismoStruct (2006), o número mínimo de sub-elementos é três.

3.3. COMPRIMENTO E LOCALIZAÇÃO DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Relativamente ao comprimento da rótula plástica, já foi referido no sub-capítulo 2.3.4.2 a problemática da definição do seu valor, estudando-se para o presente caso as três diferentes propostas conjuntas efectuadas, propostas efectivamente especificadas pelas equações (14), (15) e (16), aquando da utilização do software SAP 2000 (2005). No que diz respeito à localização das rótulas, ainda no âmbito do mesmo programa mencionado acima, estuda-se apenas o caso da introdução da rótula plástica a uma distância igual a metade do comprimento de rótula relativamente à extremidade dos elementos, uma vez que fornece resultados de maior validade, comparativamente à introdução da rótula na extremidade do elemento em consideração.

No programa MIDAS/CIVIL (2005), como afirmado no capítulo anterior, as rótulas concentradas são aplicadas a uma distância d da extremidade do elemento em causa, sendo d a altura da secção do mesmo.

Por sua vez, no programa SeismoStruct (2006), a rótula plástica é na realidade distribuída ao longo de um dado comprimento, pelo que não haverá qualquer especificação a este nível, estando correctamente exposto o modelo de fibras no capítulo anterior.

3.4 TIPO DE RÓTULA UTILIZADA

Para os pilares que compõem o pórtico, é necessário ter em consideração a interacção do esforço axial com os momentos flectores ($P-M_y-M_z$), sendo para isso obrigatória a obtenção das curvas de interacção para as secções de betão armado, com auxílio do programa Fagus (2000-2006). Este programa é de facto o eleito pela generalidade das grandes empresas no que diz respeito à obtenção das curvas de interacção em secções de betão armado. Na presente dissertação, o programa foi utilizado com autorização da empresa AFA – Consultores de Engenharia, Lda.

As vigas, por sinal, são simuladas considerando apenas a contribuição do momento flector (M_y-M_z), não sendo portanto necessário introduzir as curvas de interacção nos programas, dado que se considera nulo o seu esforço axial.

Por último, as paredes de enchimento de alvenaria que compõem o pórtico ao nível do segundo piso (entre o R/C e o 1º andar não existem painéis dado que quase toda a totalidade da fachada é envidraçada), são simuladas por bielas equivalentes funcionando exclusivamente à compressão, tomando-se apenas em consideração o seu esforço axial (Axial P). O seu modelo de comportamento introduzido nos programas considerados será exposto mais adiante em capítulos seguintes.

3.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PÓRTICO

Para a presente etapa de pré-dimensionamento, apresentam-se primeiramente as acções actuantes sobre a estrutura, tendo em conta as diferentes naturezas das cargas existentes. Posteriormente, são definidas as combinações de acções consideradas, de forma a obter as secções transversais dos elementos estruturais do pórtico.

Na obtenção das secções transversais relativas aos elementos do pórtico, foram inicialmente admitidas as secções de betão. Assim sendo, admitiram-se as seguintes secções de betão:

- Vigas superiores: $0,2 \times 0,5 \text{ m}^2$
- Vigas inferiores: $0,3 \times 0,6 \text{ m}^2$
- Pilares: $0,3 \times 0,3 \text{ m}^2$

As acções consideradas para o cálculo das secções são então apresentadas de seguida, consistindo as mesmas em cargas permanentes, sobrecarga regulamentar, vento e por fim a acção sísmica. Os regulamentos considerados para a definição das mesmas foram o RSA (1983) e os Eurocódigo 0 (1990:2002) e Eurocódigo 1 (1991).

Enunciadas as cargas actuantes, inicia-se de seguida a sua quantificação exacta, de forma a apresentar posteriormente as combinações consideradas.

Acções Permanentes (G_k):

- Peso próprio do betão: 25 kN/m^3
- Peso próprio das lajes (0,15 m de espessura): $3,75 \text{ kN/m}^2$
- Revestimentos de piso e pesos de divisórias: $2,5 \text{ kN/m}^2$;

Sobrecarga de Utilização (Q_k):

As sobrecargas de utilização foram consideradas de acordo com o RSA (Artigos 34º e 35º):

- Carga uniformemente distribuída nos pisos, com excepção da cobertura:

$$3 \text{ kN/m}^2 \quad (\psi_0 = 0,7; \psi_1 = 0,6; \psi_2 = 0,4)$$

- Carga uniformemente distribuída na cobertura:

$$0,3 \text{ kN/m}^2 \quad (\psi_0 = \psi_1 = \psi_2 = 0,0)$$

Acção do vento (W_k):

De acordo com os Artigos 20º e 21º patentes no RSA (1983), admitiu-se Zona A, atribuída à generalidade do território, e rugosidade do tipo I, para locais situados no interior de zonas urbanas onde predominam edifício de médio e grande porte. Deste modo, é possível definir o valor característico da pressão dinâmica do vento, com base no Artigo 24º, assumindo a mesma o valor de $1,01 \text{ kN/m}^2$. Além disso, definem-se igualmente neste artigo os coeficientes redutores da pressão dinâmica: $\psi_0 = 0,4$; $\psi_1 = 0,2$; $\psi_2 = 0,0$.

Para determinar a acção do vento sobre o pórtico, é necessário conhecer, além da pressão dinâmica, os coeficientes de forma relativos à construção em causa (Anexo I do RSA (1983)). Os coeficientes considerados são os coeficientes de força, γ_f . Os coeficientes de força são definidos de modo a permitir determinar directamente a resultante F das pressões do vento sobre a construção, pela seguinte expressão (25):

$$F = \gamma_f \cdot w_k \cdot A' \quad (25)$$

De acordo com o Anexo I do RSA (1983), em 3.2.2, definem-se os coeficientes de pressão exterior, baseados no Quadro I-I, tendo em consideração os diferentes casos do estudo paramétrico que se pretende realizar.

As relações geométricas do edifício encontram-se calculadas no Quadro 3, apresentado abaixo:

Quadro 3 – Relações geométricas do edifício

Casos	Relações geométricas do edifício	
	h'/b	a/b
(1)	0,6	1,0
(2)	0,58	1,0
(3)	0,57	1,0

As acções globais sobre as superfícies do edifício estão também definidas no Quadro 4, verificando-se que em todos os casos $0,5 < h'/b < 1,5$ e $1 < a/b < 1,5$.

Quadro 4 – Acções globais sobre o pórtico

Relações geométricas do edifício		Direcção do vento	Acções globais sobre as superfícies			
			A	B	C	D
$h/b = 0,6$ $a/b = 1,0$		0°	+ 0,7	- 0,25	- 0,6	- 0,6
		90°	- 0,6	- 0,6	+ 0,7	- 0,25

Por último, no âmbito dos coeficientes de pressão, admitindo que as quatro fachadas apresentam permeabilidade semelhante, atribuiu-se um coeficiente de pressão interior de -0,3, atribuição baseada no Anexo I, 3.2.3 a).

Finalmente, é possível calcular as forças horizontais estáticas que representam a acção do vento sobre o pórtico. As mesmas encontram-se discriminadas no Quadro 5.

Quadro 5 – Forças estáticas aplicadas ao nível da base dos pisos

Casos	Coeficientes de pressão	Área de referência A (m ²)		Forças estáticas (kN)	
		γ_f	1º Piso	2º Piso	1º Piso 2ºPiso
Caso 1	0,7+0,3	5x3	5x3/2	15,15	7,58
Caso 2	0,7+0,3	6x3,5	6x3,5/2	21,21	10,61
Caso 3	0,7+0,3	7x4	7x4/2	28,28	14,14

Acção sísmica (E_k):

Para a quantificação da acção sísmica, sabe-se que existem dois métodos correntemente utilizados, nomeadamente o Método de Rayleigh (MR) e o Método da Sobreposição Modal (MSM). Serão quantificadas as forças sísmicas pelo MSM, apenas para o caso 3, procedendo-se de seguida a uma breve comparação dos resultados obtidos.

MR:

Tratando-se de um edifício de escritórios construído em Lisboa, através do Anexo III do RSA (1983), facilmente se conclui que este pertence à zona sísmica A, admitindo que se trata de um terreno tipo II. Os cálculos serão realizados para um amortecimento $\xi = 5\%$ do amortecimento crítico.

Apresentam-se de forma bastante simples, todos os aspectos necessários de forma a obter as forças sísmicas equivalentes aplicadas sobre a estrutura, ao nível da base dos pisos.

Caso 1:

Matriz de flexibilidade

$$\gamma = \begin{bmatrix} 3,61 & 3,878 \\ 3,878 & 8,614 \end{bmatrix} \times 10^{-3} \text{ m/MN} \quad (26)$$

Matriz de rigidez da estrutura

(admitindo que os três pórticos longitudinais são iguais)

$$K = \begin{bmatrix} 1609325,79 & -724514,21 \\ -724514,21 & 674444,64 \end{bmatrix} \text{ KN/m} \quad (27)$$

Forças gravíticas horizontais ao nível dos pisos

(admitindo que a massa de vigas e pilares consiste em 10 % da massa da laje de piso)

$$1^\circ \text{ Piso: } P_1 = ((3,75 + 2,0) + 3 \times 0,4) \times 10 \times 10 \times 1,10 = 764,5 \text{ kN} \quad (28)$$

$$2^{\circ} \text{ Piso: } P_2 = ((3,75 + 2,0) + 0,3 \times 0,0) \times 10 \times 10 \times 1,10 = 632,5 \text{ kN} \quad (29)$$

Os deslocamentos correspondentes à aplicação das forças gravíticas são:

$$d' = K^{-1} \cdot F = \begin{bmatrix} 1609325,79 & -724514,21 \\ -724514,21 & 674444,64 \end{bmatrix}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} 764,5 \\ 632,5 \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,001738 \\ 0,002804 \end{Bmatrix} m \quad (30)$$

Deste modo, a frequência angular toma o seguinte valor:

$$w = \sqrt{\frac{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}{\sum F_i \cdot d_i^2}} = 64,6 \text{ rad/s} \quad (31)$$

Consultando os espectros de resposta do RSA, e considerando as condições admitidas bem como a frequência obtida atrás, resultam acelerações espectrais de 4 e 2,4 m/s², para acções sísmicas do tipo I e II, respectivamente. A aceleração espectral máxima será consequentemente 4 m/s².

As forças sísmicas equivalentes tomam a seguinte expressão, onde o coeficiente de comportamento η' assume o valor de 2,5:

$$f_i = \frac{s_a \cdot w^2}{g^2 \cdot \eta'} \times F_i \cdot d_i = \begin{Bmatrix} 102,31 \\ 136,56 \end{Bmatrix} \text{ kN} \quad (32)$$

Deste modo, calculam-se efectivamente os deslocamentos associados às forças sísmicas calculadas acima:

$$K \cdot u = f_i \Rightarrow u = \begin{Bmatrix} 2,996 \times 10^{-4} \\ 5,2436 \times 10^{-4} \end{Bmatrix} m \quad (33)$$

Finalmente, são determinadas as forças sísmicas actuantes sobre o pórtico em questão, para ambos os pisos do pórtico:

$$F_{sis} = \frac{1}{3} \times K \cdot u = \begin{Bmatrix} 34,08 \\ 45,53 \end{Bmatrix} \text{ kN} \quad (34)$$

Caso 2:

Matriz de flexibilidade

$$\gamma = \begin{bmatrix} 5,724 & 6,176 \\ 6,176 & 13,71 \end{bmatrix} \times 10^{-3} \text{ m/MN} \quad (35)$$

Matriz de rigidez da estrutura

$$K = \begin{bmatrix} 1019758,88 & -459374,97 \\ -459374,97 & 425754,91 \end{bmatrix} \text{ KN/m} \quad (36)$$

Forças gravíticas horizontais ao nível dos pisos

$$1^\circ \text{ Piso: } P_1 = ((3,75 + 2,0) + 3 \times 0,4) \times 12 \times 12 \times 1,10 = 1100,88 \text{ kN} \quad (37)$$

$$2^\circ \text{ Piso: } P_2 = ((3,75 + 2,0) + 0,3 \times 0,0) \times 12 \times 12 \times 1,10 = 910,8 \text{ kN} \quad (38)$$

Os deslocamentos correspondentes à aplicação das forças gravíticas são:

$$d' = \begin{bmatrix} 1019758,88 & -459374,97 \\ -459374,97 & 425754,91 \end{bmatrix}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} 1100,88 \\ 910,8 \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,00398 \\ 0,00643 \end{Bmatrix} \text{ m} \quad (40)$$

Deste modo, a frequência angular toma o seguinte valor:

$$w = 42,7 \text{ rad/s} \quad (41)$$

Consultando os espectros de resposta do RSA (1983), e considerando as condições admitidas bem como a frequência obtida atrás, resultam acelerações espectrais de 4 e 2,4 m/s², para acções sísmicas do tipo I e II, respectivamente. A aceleração espectral máxima será consequentemente 4 m/s².

As forças sísmicas equivalentes tomam a seguinte expressão, onde o coeficiente de comportamento η assume o valor de 2,5:

$$f_i = \begin{Bmatrix} 133,25 \\ 178,11 \end{Bmatrix} \text{ kN} \quad (42)$$

Deste modo, calculam-se efectivamente os deslocamentos associados às forças sísmicas calculadas acima:

$$u = \begin{Bmatrix} 6,209 \times 10^{-4} \\ 10,883 \times 10^{-4} \end{Bmatrix} \text{ m} \quad (43)$$

Finalmente, são determinadas as forças sísmicas actuantes sobre o pórtico em questão, para ambos os pisos do pórtico:

$$F_{sis} = \begin{bmatrix} 44,41 \\ 59,37 \end{bmatrix} kN \quad (44)$$

Caso 3:

Matriz de flexibilidade

$$\gamma = \begin{bmatrix} 8,539 & 9,241 \\ 9,241 & 20,50 \end{bmatrix} \times 10^{-3} m/MN \quad (45)$$

Matriz de rigidez da estrutura

$$K = \begin{bmatrix} 685974,95 & -309224,12 \\ -309224,12 & 95244,56 \end{bmatrix} KN/m \quad (46)$$

Forças gravíticas horizontais ao nível dos pisos

$$1^\circ \text{ Piso: } P_1 = ((3,75 + 2,0) + 3 \times 0,4) \times 14 \times 14 \times 1,10 = 1498,42 kN \quad (47)$$

$$2^\circ \text{ Piso: } P_2 = ((3,75 + 2,0) + 0,3 \times 0,0) \times 14 \times 14 \times 1,10 = 1239,7 kN \quad (48)$$

Os deslocamentos correspondentes à aplicação das forças gravíticas são:

$$d' = \begin{bmatrix} 685974,95 & -309224,12 \\ -309224,12 & 95244,56 \end{bmatrix}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} 1498,42 \\ 1239,7 \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0,00808 \\ 0,013087 \end{Bmatrix} m \quad (49)$$

Deste modo, a frequência angular toma o seguinte valor:

$$w = 29,9 rad/s \quad (50)$$

Consultando os espectros de resposta do RSA, e considerando as condições admitidas bem como a frequência obtida atrás, resultam acelerações espectrais de 3,95 e 2,4 m/s², para acções sísmicas do tipo I e II, respectivamente. A aceleração espectral máxima será consequentemente 3,95 m/s².

As forças sísmicas equivalentes tomam a seguinte expressão, onde o coeficiente de comportamento η assume o valor de 2,5:

$$f_i = \begin{Bmatrix} 178,17 \\ 238,75 \end{Bmatrix} kN \quad (51)$$

Deste modo, calculam-se efectivamente os deslocamentos associados às forças sísmicas calculadas acima:

$$u = \begin{Bmatrix} 0,001243 \\ 0,002180 \end{Bmatrix} m \quad (52)$$

Finalmente, são determinadas as forças sísmicas actuantes sobre o pórtico em questão, para ambos os pisos do pórtico:

$$F_{sis} = \begin{Bmatrix} 59,50 \\ 79,53 \end{Bmatrix} kN \quad (53)$$

MSM:

Matriz de Massa:

$$M = \begin{bmatrix} 152,9 & 0 \\ 0 & 126,5 \end{bmatrix} ton \quad (54)$$

Frequências angulares da estrutura:

$$\det (K - w^2 \cdot M) = 0 \Rightarrow w = \begin{Bmatrix} w_1 = 29,76 \\ w_2 = 76,55 \end{Bmatrix} rad/s \quad (55)$$

Frequências naturais da estrutura:

$$f = \frac{w}{2 \cdot \pi} = \begin{Bmatrix} f_1 = 4,74 \\ f_2 = 12,18 \end{Bmatrix} Hz \quad (56)$$

Modos de vibração:

$$1^\circ \text{ Modo: } (K - w_1^2 \cdot M) \cdot \phi_1 = 0 \Rightarrow \phi_1 = \begin{Bmatrix} 1,0 \\ 1,78 \end{Bmatrix} \quad (57)$$

$$2^\circ \text{ Modo: } (K - w_2^2 \cdot M) \cdot \phi_2 = 0 \Rightarrow \phi_2 = \begin{Bmatrix} -1,47 \\ 1,0 \end{Bmatrix} \quad (58)$$

Consultando os espectros de resposta, obtêm-se acelerações espectrais máximas de $3,95 \text{ m/s}^2$ e $4,0 \text{ m/s}^2$, para o primeiro e segundo modos de vibração da estrutura. Estes valores foram obtidos para um factor de amortecimento $\xi = 0,05$.

As forças sísmicas, para cada modo de vibração, tomam a seguinte expressão:

$$f_{sis,n} = \frac{M \cdot \phi_n \cdot L_n \cdot Sa_n}{\eta' \cdot M_n} \quad (59)$$

Em que:

M_n - Massa normalizada para o modo de vibração considerado

ϕ_n - Modo de vibração da estrutura considerado

L_n - Factor de participação modal

Sa_n - Aceleração espectral máxima para o modo de vibração considerado

η' - Coeficiente de comportamento (2,5)

Antes da quantificação das referidas forças, é de todo conveniente proceder-se ao cálculo de alguns dos parâmetros anteriores:

$$M_n = \phi_n^T \cdot M \cdot \phi_n = \begin{Bmatrix} 553,70 \\ 456,90 \end{Bmatrix} \text{ ton} \quad (60)$$

$$L_n = \phi_n^T \cdot M \cdot \{1\} = \begin{Bmatrix} 378,07 \\ -98,26 \end{Bmatrix} \quad (61)$$

Assim sendo, calculados os parâmetros necessários para a devida quantificação das forças sísmicas, apresentam-se de seguida as mesmas, na Figura 28, para ambos os modos de vibração (à esquerda encontra-se representado o 1º modo de vibração):

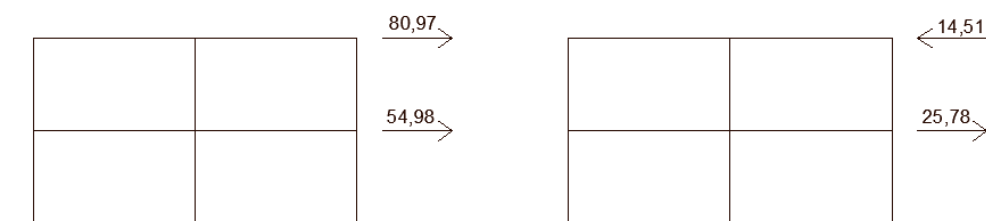


Figura 14 – Forças sísmicas actuantes sobre o pórtico

De forma a poder comparar-se os resultados obtidos pelos dois métodos mencionados, é necessário recorrer à combinação quadrática simples (CQC), pois os valores apresentados acima para as forças sísmicas não ocorrem em simultâneo dada a existência dos respectivos modos de vibração da estrutura. Assim sendo, resultam as seguintes forças sísmicas, passíveis de serem comparadas com as mesmas obtidas pelo MR:

$$F_{SIS\ 1} = \sqrt{80,97^2 + 14,51^2} = 82,26\ kN \quad (62)$$

$$F_{SIS\ 2} = \sqrt{54,98^2 + 25,78^2} = 60,72\ kN \quad (63)$$

Fazendo uma pequena análise aos valores obtidos, verifica-se essencialmente que as forças sísmicas obtidas pelo MSM assemelham-se bastante aos valores obtidos aquando da quantificação efectuada pelo MR.

Uma vez quantificadas as acções actuantes sobre o pórtico, de acordo com o Artigo 9º do RSA (1983), estabeleceram-se as seguintes combinações de acções:

Combinação 1:

$$AVB\ (Q_k): 1,35 \times G_k + 1,5 \times Q_{k,1} + 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (64)$$

Combinação 2:

$$AVB\ (E_k): G_k \pm 1,5 \times E_k + 1,5 \cdot \psi_2 \cdot Q_{k,i} \quad (65)$$

Combinação 3:

$$AVB\ (W_k): 1,35 \times G_k \pm 1,5 \times W_k + 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (66)$$

Finalmente, definidas as acções e consequentes combinações, foram calculadas as armaduras longitudinais e transversais relativas aos vários elementos estruturais do pórtico. De salientar que as combinações foram apenas baseadas no último caso do estudo paramétrico, para vãos de 7 metros e alturas entre pisos de 4 metros, pois é de facto esta a situação mais gravosa no que diz respeito à quantificação de esforços e consequentemente das armaduras longitudinais e transversais.

Na Figura 15 estão identificados todos os elementos estruturais, para que lhes possam ser atribuídas as respectivas secções transversais, patentes nas Figuras 16, 17, 18, 19 e 20. Relativamente a estas secções obtidas, foram obtidos valores demasiado elevados para a percentagem de armadura presente nas mesmas, pelo que, na generalidade destas construções de betão armado, as armaduras de aço ocupam apenas entre 1 a 2% da secção.

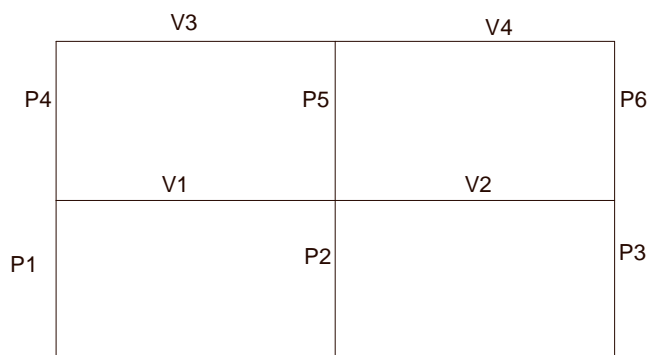


Figura 15 – Identificação dos elementos estruturais

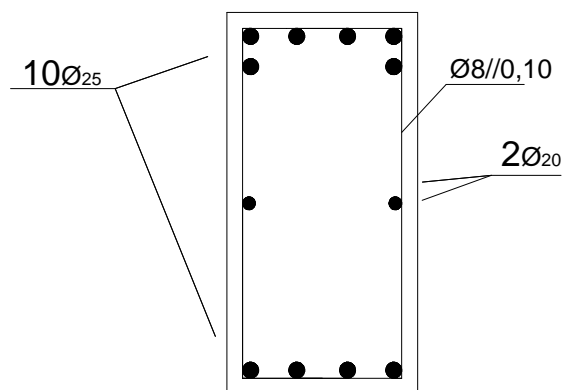


Figura 16 – Secção transversal das vigas V1 e V2

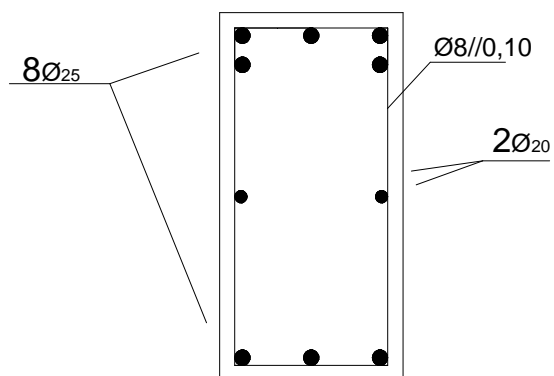


Figura 17 – Secção transversal das vigas V3 e V4

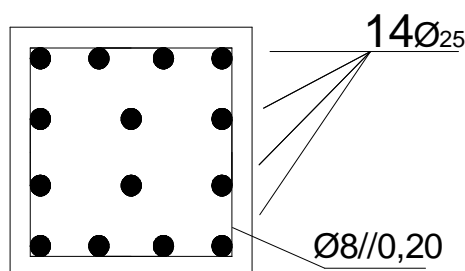


Figura 18 – Secção transversal dos pilares P1, P3, P4 e P6

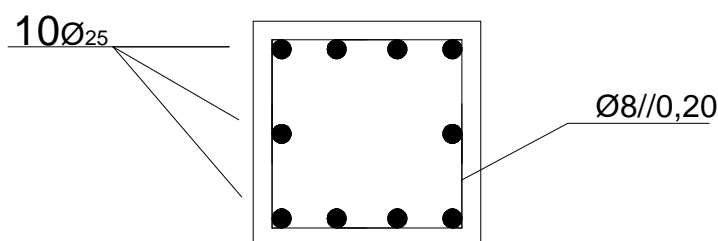


Figura 19 – Secção transversal do pilar P2

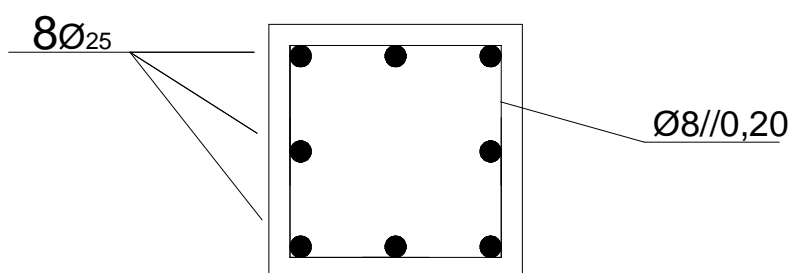


Figura 20 – Secção transversal do pilar P5

3.6. DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS ADOPTADA

Para a avaliação do desempenho sísmico de uma estrutura, a escolha da distribuição de forças crescentes a aplicar numa análise “pushover” é muito importante, visto pretender-se a representação da distribuição das forças de inércia resultantes de uma acção sísmica. É evidente que a distribuição de forças de inércia varia com a intensidade e com o tempo durante a actuação de um sismo. Na escolha de uma distribuição de forças crescentes constante, supõe-se que a distribuição de forças de inércia seja razoavelmente constante durante a actuação do sismo e que as deformações máximas obtidas por esta distribuição de forças possam ser comparadas com as esperadas pela acção sísmica. Estas suposições podem estar perto da realidade em alguns casos, mas não em todos. Assim, serão razoáveis se a resposta da estrutura não for severamente afectada por efeitos dos modos de vibração mais elevados ou se a estrutura só tiver um mecanismo de cedência possível de ocorrer e que possa ser detectado por uma distribuição de forças invariável.

Nesses casos, uma distribuição de forças escolhida com algum cuidado pode fornecer previsões adequadas das exigências de deformações dos elementos. Caso contrário, devem ser usadas pelo menos duas distribuições de carga, como recomenda o EC 8 (2003). A recomendação de aplicar uma distribuição de forças uniforme dá relevância às exigências nos pisos inferiores, enquanto a recomendação da distribuição de força modal representa as forças de inércia geradas por uma vibração livre da estrutura.

Evidentemente, nenhuma destes padrões de carga invariáveis tem em conta uma redistribuição das forças de inércia que podem ocorrer quando se forma um mecanismo local, com a consequente alteração das propriedades dinâmicas. Daí tornar-se uma opção viável a utilização de vectores de força adaptativos, que acompanhem a distribuição de forças de inércia no tempo.

O actual EC 8 (2003), refere que as forças devem ser aplicadas nos nós em que estão localizadas as massas concentradas da estrutura e que devem ser usadas pelo menos duas distribuições. Uma delas deve ser uniforme, ou seja, o valor da força é independente da altura e proporcional à massa, e a outra deve ser proporcional ao modo de vibração fundamental da estrutura, ou seja, a força a aplicar em cada massa concentrada deve ser proporcional ao produto do valor da massa pelo valor do deslocamento modal. Neste trabalho optou-se também pela distribuição triangular de forças, em que estas são proporcionais à altura do piso.

3.7. INFLUÊNCIA DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NA RESPOSTA ESTRUTURAL

3.7.1. INTRODUÇÃO

A alvenaria é por definição um conjunto de pedras ou blocos, naturais ou artificiais, ligados entre si através de juntas argamassadas. A mesma é utilizada na construção com vários fins, nomeadamente: compartimentação, protecção para o exterior, conforto térmico e acústico, podendo ter ainda funções estruturais, como elemento resistente a esforços verticais e horizontais.

Devido à introdução de novos materiais na construção, tais como o aço e o betão, a utilização da alvenaria como elemento estrutural é reduzida, sendo utilizada essencialmente como elemento decorativo ou de compartimentação, razão pela qual a sua participação no comportamento estrutural dos edifícios é vulgarmente desprezada no dimensionamento.

As irregularidades em planta e em altura, quer ao nível da geometria e massa quer ao nível de qualquer outra característica estrutural, podem provocar um comportamento indesejado nas estruturas, e têm originado muitos danos e colapsos em estruturas de betão armado para sismos recentes. A experiência na observação das construções após a ocorrência de sismos, demonstra que edifícios regulares exibem um melhor comportamento, enquanto os sistemas estruturais complexos geralmente conduzem a sistemas com mau comportamento. As irregularidades de rigidez, resistência ou massa nas estruturas, quer em planta quer em altura, podem resultar em distribuições de forças horizontais e deformações muito diferentes daquelas que surgem em estruturas regulares (Moehle e Mahin, 1991) (Almeida e Barros, 2003-a, 2003-b) (Barros e Almeida, 2005).

É comum em edifícios de betão armado a ausência de paredes de alvenaria nos pisos inferiores, por razões arquitectónicas ou por motivos de utilização dos espaços. Esta irregularidade estrutural tem sido uma causa frequente de colapso de edifícios, produzindo os chamados mecanismos de piso ou soft-storey.



Figura 21 – Mecanismo de piso ou soft-storey [adaptado de Hugo (2005)]

O mecanismo de comportamento tipo viga forte - pilar fraco está presente em muitas estruturas existentes, dimensionadas essencialmente para cargas verticais, produzindo estruturas com elementos horizontais de maior resistência, comparativamente aos elementos estruturais verticais. A regulamentação recente recomenda que no dimensionamento de estruturas, para garantir as exigências de ductilidade, as deformações em regime não linear devem concentrar-se ao nível das vigas e não nos pilares.

3.7.2. COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO PREENCHIDOS COM PAINÉIS DE ALVENARIA

Segundo Leuchars (1976), a evolução do comportamento de um painel de alvenaria confinado por um pórtico de betão armado, sujeito a acções horizontais, tem três fases.

Inicialmente o pórtico e a alvenaria apresentam um comportamento monolítico não havendo separação entre os mesmos, e resistem a níveis de carga elevados sem apresentar fendilhação significativa. A duração desta fase depende principalmente das condições de ligação pórtico-parede.

Esta fase termina quando as deformações do pórtico e do painel se tornam incompatíveis, e surgem escorregamentos e abertura de fendas na interface, principalmente nos cantos traccionados. Quando ocorre este fenómeno de fendilhação, dá-se o início da segunda fase, em que há progressão das fendas ao longo do painel para a zona dos cantos comprimidos, funcionando a parede como uma biela diagonal comprimida.

A terceira fase inicia-se após a rotura. Esta pode ocorrer pela alvenaria ou pelo pórtico, dependendo da resistência relativa, sendo possível a ocorrência de rotura prematura dos pilares caso a alvenaria possua uma elevada resistência.

Caso a resistência dos pilares seja suficiente para evitar a sua rotura prematura, a rotura da alvenaria ocorre segundo um dos seguintes mecanismos, ou como combinação dos mesmos:

- Rotura por deslizamento ao longo das juntas horizontais de argamassa (Figura 22 a))
- Rotura por tracção com fendilhação na direcção diagonal comprimida (Figura 22 b))
- Rotura por esmagamento localizado nos cantos comprimidos (Figura 22 c))

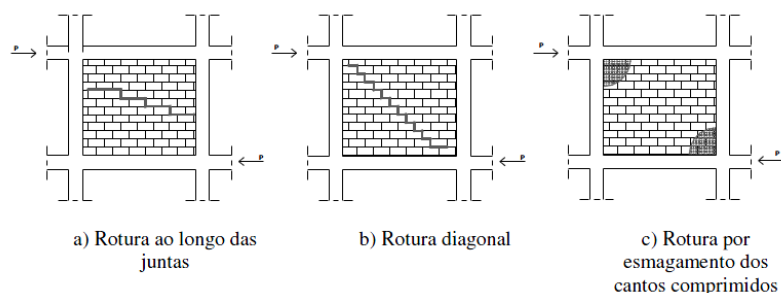


Figura 22 – Modos de rotura da alvenaria [adaptado de Hugo (2005)]

3.7.3. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

A primeira publicação sobre a participação de alvenarias de enchimento no comportamento de pórticos de betão armado sujeitos a forças horizontais surge por Polyakov (1956), na qual são descritos os ensaios realizados para o estudo de influência dos vários tipos de alvenaria, variando determinados parâmetros como o número de blocos, tipo de argamassa usada nas juntas e rebocos, tipo de carregamento (monotónico e/ou cíclico) e o efeito das aberturas.

É com a observação destes ensaios que Polyakov (1956) introduz o conceito de biela equivalente, analisando que os pórticos preenchidos com alvenaria começam por ter um comportamento monolítico até se dar a separação dos mesmos no seu perímetro, à excepção de pequenas regiões que mantêm esse contacto nos cantos, passando a funcionar depois como duas bielas em compressão, com o aparecimento de fissuras nessas direcções.

Como anteriormente referido, da observação de diversos trabalhos experimentais realizados, conclui-se que o conjunto pórtico - parede tem um comportamento monolítico para solicitações horizontais relativamente baixas, no entanto com o aumento da intensidade das forças horizontais, a deformação lateral aumenta e o comportamento conjunto torna-se mais complexo, originando uma separação entre o pórtico e o painel de alvenaria. Nessa situação, o pórtico deforma-se por flexão e o painel de alvenaria deforma-se por corte, mantendo apenas o contacto nos cantos comprimidos. Este tipo de comportamento altera-se significativamente para os casos em que existe algum tipo de ligação entre o pórtico e o painel.

Assim sendo, é efectivamente possível simular de forma bastante simplificada, a participação do painel de alvenaria na resposta global da estrutura, utilizando duas barras diagonais (Figura 23), barras estas que deverão ter as características mecânicas e geométricas que melhor reproduzam o comportamento da parede e do conjunto.

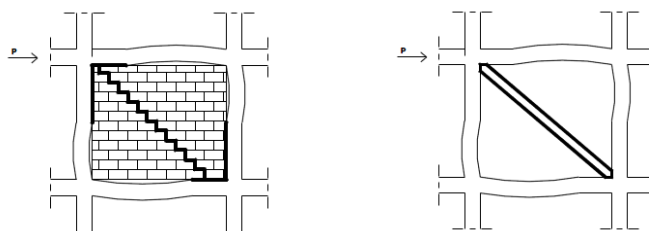


Figura 23 – Biela diagonal equivalente [adaptado de Hugo (2005)]

As características mecânicas e geométricas destas bielas são sem dúvida um factor preponderante (Stafford Smith, 1962), já que, através de observações experimentais, concluiu-se que a rigidez e a resistência diagonal das paredes não dependem só da sua dimensão e características físicas, mas também do comprimento de contacto entre a parede e o pórtico que a confina. Outros autores, neste mesmo âmbito, propuseram fórmulas empíricas e conservativas para determinar a largura equivalente da biela, Riddington e Stafford Smith (1977), Paulay e Priestley (1992), propondo $w = 0,10 d$ e $w = 0,25 d$, em que d é o comprimento diagonal do painel de enchimento.

3.8. CURVAS DE CAPACIDADE

3.8.1. FASEAMENTO DA ANÁLISE “PUSHOVER”

A presente análise estática não linear será baseada em quatro etapas, não se estudando exclusivamente o pórtico como um todo na sua fase final de dois vãos e dois pisos. Deste modo, a análise será efectivamente realizada tomando em consideração quatro fases evolutivas (Figura 24).

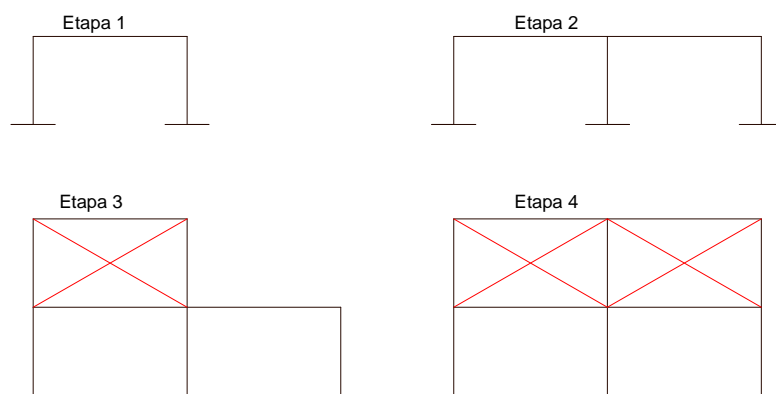


Figura 24 – Etapas da análise “pushover”

3.8.2. Aspectos relevantes para o cálculo

3.8.2.1. Parede de alvenaria

O tipo de parede de alvenaria adoptado consiste numa parede dupla (tipo de parede mais correntemente utilizado nos edifícios de hoje) constituída por blocos de tijolo furado com dimensões 30x20x7 (visualizar Figura 25).

A utilização da tecnologia de parede dupla é tradicional desde há décadas, muito embora com os erros e condicionantes sempre presentes nesta construção. A sua generalização decorreu da necessidade de garantir condições de impermeabilidade aceitáveis para as paredes de edifícios, cumprindo simultaneamente requisitos de economia e de durabilidade. Anteriormente à generalização dessa tecnologia, a forma de garantir estanquidade às paredes decorria do acréscimo da sua espessura, no pressuposto de que as intensidades normais de chuva incidente não seriam suficientes para propiciar um atravessamento total desses elementos até aos paramentos interiores. Tratava-se, portanto, de

executar alvenarias com grandes quantidades de material e, conseqüentemente, pesos próprios elevados, o que aumentava os custos e dificultava a concepção das estruturas reticuladas de betão armado. A parede dupla veio permitir aligeirar e diminuir a espessura desses elementos, garantindo, quando bem executada, uma estanquidade consideravelmente superior. As razões da generalização verificada prendem-se, pois, com um acréscimo potencial de qualidade, associado a uma diminuição de custos. Acresce ainda que a durabilidade da solução é, em condições correntes, bastante elevada. A utilização de paredes duplas é desde há muito uma solução tradicional em Portugal. A sua eficiência, durabilidade e custo reduzido constituem vantagens apreciáveis que têm propiciado a continuação generalizada do seu uso, mesmo em épocas de crescente desenvolvimento de novas soluções tecnológicas. Deste modo, as paredes duplas de alvenaria de tijolo são geralmente utilizadas como paredes divisórias exteriores, devido às suas características, nomeadamente no conforto higrotérmico e acústico, permitindo o cumprimento das exigências funcionais.

Através de uma consulta cuidada sobre as Tabelas Técnicas, extraiu-se o valor do peso volúmico da alvenaria, e obteve-se conseqüentemente o respectivo peso próprio das paredes, sendo igual a $2,2 \text{ kN/m}^2$. Além disso, retirou-se igualmente o valor do módulo de elasticidade da alvenaria de tijolo furado, estimado com base na sua respectiva resistência característica de compressão. Assim sendo, para um valor da resistência de compressão de 6 MPa relativo a tijolo furado, estimou-se o módulo de elasticidade como sendo mil vezes superior ao último mencionado, resultando portanto um módulo de elasticidade de 6 GPa.

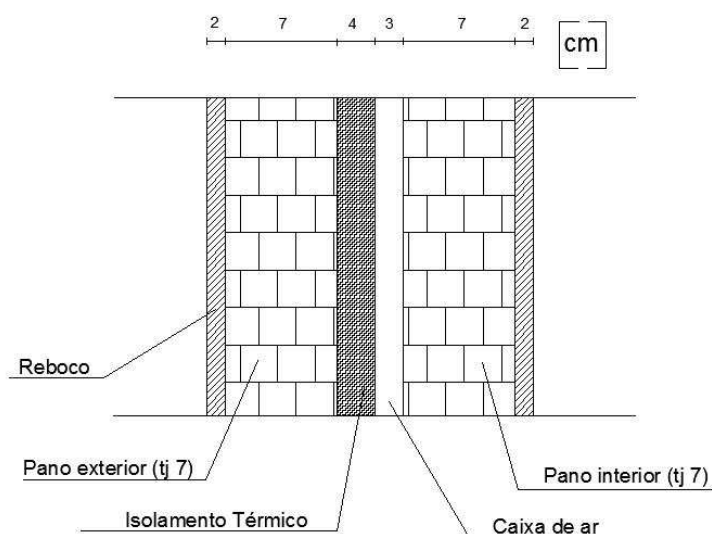


Figura 25 – Desenho pormenorizado da parede dupla de alvenaria

3.8.2.2. Massas concentradas no topo dos pilares

Nos Quadros 6, 7, 8 e 9 estão deste modo representadas e quantificadas as contribuições das cargas actuantes de forma a obter as massas concentradas pretendidas. Na Figura 26, identificam-se claramente todos os nós da estrutura, para que a associação das massas concentradas seja facilmente compreendida.

Quadro 6 – Massas concentradas referentes à Etapa 1

Caso 1						
Nós	Cargas Permanentes	Sobrecarga regulamentar	P.P. Vigas	P.P. Pilares	Peso total (kN)	Massa total (ton)
1	71,88	15,00	11,25	3,38	101,50	10,35
2	71,88	15,00	11,25	3,38	101,50	10,35
Caso 2						
Nós	Cargas Permanentes	Sobrecarga regulamentar	P.P. Vigas	P.P. Pilares	Peso total (kN)	Massa total (ton)
1	103,50	21,60	13,50	3,94	142,54	14,53
2	103,50	21,60	13,50	3,94	142,54	14,53
Caso 3						
Nós	Cargas Permanentes	Sobrecarga regulamentar	P.P. Vigas	P.P. Pilares	Peso total (kN)	Massa total (ton)
1	140,88	29,40	15,75	4,50	190,53	19,42
2	140,88	29,40	15,75	4,50	190,53	19,42

Quadro 7 – Massas concentradas referentes à Etapa 2

Caso 1						
Nós	Cargas Permanentes	Sobrecarga regulamentar	P.P. Vigas	P.P. Pilares	Peso total (kN)	Massa total (ton)
1	71,88	15,00	11,25	3,38	101,50	10,35
2	143,75	30,00	22,50	3,38	199,63	20,35
3	71,88	15,00	11,25	3,38	101,50	10,35
Caso 2						
Nós	Cargas Permanentes	Sobrecarga regulamentar	P.P. Vigas	P.P. Pilares	Peso total (kN)	Massa total (ton)
1	103,50	21,60	13,50	3,94	142,54	14,53
2	207,00	43,20	27,00	3,94	281,14	28,66
3	103,50	21,60	13,50	3,94	142,54	14,53
Caso 3						
Nós	Cargas Permanentes	Sobrecarga regulamentar	P.P. Vigas	P.P. Pilares	Peso total (kN)	Massa total (ton)
1	140,88	29,40	15,75	4,50	190,53	19,42

2	281,75	58,80	31,50	4,50	376,55	38,38
3	140,88	29,40	15,75	4,50	190,53	19,42

Quadro 8 – Massas concentradas referentes à Etapa 3

Caso 1						
Nós	Cargas Permanentes	Sobrecarga regulamentar	P.P. Vigas	P.P. Pilares	Peso total (kN)	Massa total (ton)
1	71,88	15,00	11,25	6,75	104,88	10,69
2	143,75	30,00	22,50	6,75	203,00	20,69
3	71,88	15,00	11,25	3,38	101,50	10,35
4	71,88	0,00	6,25	3,38	81,50	8,31
5	71,88	0,00	6,25	3,38	81,50	8,31
Caso 2						
Nós	Cargas Permanentes	Sobrecarga regulamentar	P.P. Vigas	P.P. Pilares	Peso total (kN)	Massa total (ton)
1	103,50	21,60	13,50	7,88	146,48	14,93
2	207,00	43,20	27,00	7,88	285,08	29,06
3	103,50	21,60	13,50	3,94	142,54	14,53
4	103,50	0,00	7,50	3,94	114,94	11,72
5	103,50	0,00	7,50	3,94	114,94	11,72
Caso 3						
Nós	Cargas Permanentes	Sobrecarga regulamentar	P.P. Vigas	P.P. Pilares	Peso total (kN)	Massa total (ton)
1	140,88	29,40	15,75	9,00	195,03	19,88
2	281,75	58,80	31,50	9,00	381,05	38,84
3	140,88	29,40	15,75	4,50	190,53	19,42
4	140,88	0,00	8,75	4,50	154,13	15,71
5	140,88	0,00	8,75	4,50	154,13	15,71

Quadro 9 – Massas concentradas referentes à Etapa 4

Caso 1						
Nós	Cargas Permanentes	Sobrecarga regulamentar	P.P. Vigas	P.P. Pilares	Peso total (kN)	Massa total (ton)

1	71,88	15,00	11,25	6,75	104,88	10,69
2	143,75	30,00	22,50	6,75	203,00	20,69
3	71,88	15,00	11,25	6,75	104,88	10,69
4	71,88	0,00	6,25	3,38	81,50	8,31
5	143,75	0,00	12,50	3,38	87,75	16,27
6	71,88	0,00	6,25	3,38	81,50	8,31
Caso 2						
Nós	Cargas Permanentes	Sobrecarga regulamentar	P.P. Vigas	P.P. Pilares	Peso total (kN)	Massa total (ton)
1	103,50	21,60	13,50	7,88	146,48	14,93
2	207,00	43,20	27,00	7,88	285,08	29,06
3	103,50	21,60	13,50	7,88	146,48	14,93
4	103,50	0,00	7,50	3,94	114,94	11,72
5	207,00	0,00	15,00	3,94	122,44	23,03
6	103,50	0,00	7,50	3,94	114,94	11,72
Caso 3						
Nós	Cargas Permanentes	Sobrecarga regulamentar	P.P. Vigas	P.P. Pilares	Peso total (kN)	Massa total (ton)
1	140,88	29,40	15,75	9,00	195,03	19,88
2	281,75	58,80	31,50	9,00	381,05	38,84
3	140,88	29,40	15,75	9,00	195,03	19,88
4	140,88	0,00	8,75	4,50	154,13	15,71
5	281,75	0,00	17,50	4,50	162,88	30,96
6	140,88	0,00	8,75	4,50	154,13	15,71

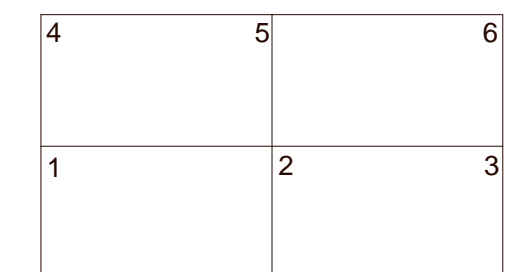


Figura 26 – Identificação dos nós da estrutura

3.8.2.3. Simulação da alvenaria nos softwares de cálculo utilizados

Tal como enunciado previamente, utilizar-se-á o Método da Biela Equivalente. Assim sendo, segundo este método e seu respectivo autor, as paredes de alvenaria de enchimento são representadas no pórtico através de bielas equivalentes, funcionando exclusivamente à compressão. A sua modelação consiste na definição de rótulas plásticas de esforço axial nas diagonais do pórtico, somente no segundo piso, pois entre o R/C e o primeiro piso as fachadas são na sua quase totalidade envidraçadas. Para a atribuição da largura equivalente às bielas, neste trabalho são exclusivamente consideradas as propostas apresentadas por Riddington e Stafford Smith (1977) e Paulay e Priestley (1992).

Assim sendo, apresentam-se no Quadro 10, os dados necessários à simulação das bielas equivalentes, no qual d representa o comprimento diagonal do painel, w a largura da biela diagonal equivalente e t a espessura do painel de enchimento.

Quadro 10 – Dados fundamentais referentes às bielas equivalentes

Casos	d (m)	w (m)	t (m)
1	5,434	0,543	0,25
		1,359	
2	6,552	0,655	0,25
		1,638	
3	7,670	0,767	0,25
		1,918	

Quanto ao modelo de comportamento dos painéis de alvenaria de enchimento, para o programa SeismoStruct, foram convenientemente escolhidos dois dos possíveis modelos apresentados pelo programa: “Masonry infill strut curve” (Inf_strut) e “Masonry infill shear curve” (Inf_Shear). Os dois modelos foram os utilizados na presente análise “pushover” e foram desenvolvidos e inicialmente programados por Crisafulli (1997), sendo introduzidos mais tarde no programa por Blandon (2005). Sendo difícil desenvolver um modelo genérico que englobasse todos os potenciais modos de rotura dos painéis de alvenaria, apenas se tiveram em consideração as roturas associadas à fendilhação por corte e por compressão da biela equivalente.

Apresentam-se de seguida as curvas que caracterizam os modelos enunciados previamente, assim como uma detalhada descrição acerca de cada modelo adoptado.

Os fenómenos de carga e descarga constituem processos bastante complexos que são difíceis de modelar com muita precisão. A proposta efectuada por Crisafulli (1997) é baseada num modelo analítico que define uma curva entre dois pontos pré-definidos, onde a superfície da curva é conhecida (ver Figura 27).

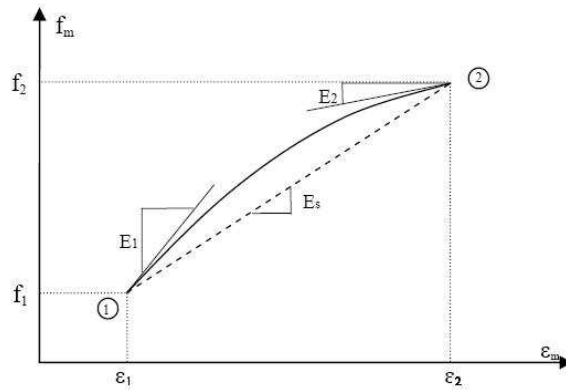


Figura 27 – Curva proposta para carga – descarga por Crisafulli (1997)

Resultados experimentais indicam que as curvas de descarga exibem curvatura simples e possuem formas dependentes do valor da extensão para a qual se inicia a descarga. Tal como é visível na Figura 28, a curva de descarga começa no final do patamar ascendente, para a coordenada referencial (ϵ_{un}, f_{un}) , e termina com uma deformação residual ϵ_{pl} , que é efectivamente o parâmetro mais importante na determinação da curva de descarga. Para a estimativa do valor respectivo, foram propostas várias expressões empíricas, no entanto todas elas tiveram a sua validação limitada. Crisafulli (1997) expandiu a proposta sugerida por Mander et al. (1988), introduzindo uma constante empírica no cálculo do parâmetro em causa.

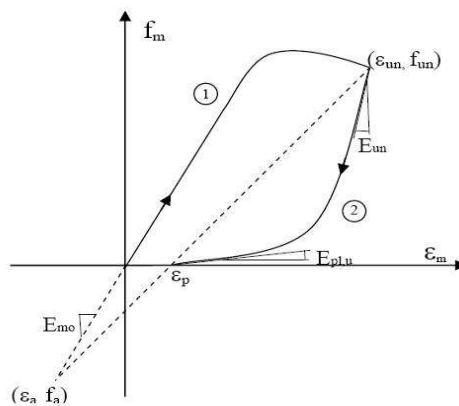


Figura 28 – Curva tensão – extensão para o processo de descarga proposto por Crisafulli (1997)

O processo de recarga consiste em duas curvas, como se pode ver na Figura 29. A primeira curva está definida entre dois pontos, o ponto inicial de recarga para a extensão residual ou plástica e um ponto intermédio de coordenadas (ϵ_{ch}, f_{ch}) . A segunda curva continua a partir deste último até atingir o par de valores (ϵ_{re}, f_{re}) . Para a evolução de ϵ_{re} , o modelo assume que a extensão de recarga é proporcional à diferença entre a extensão de descarga e a extensão para o início da recarga, com alguma diferenciação no caso de pequenos ciclos.

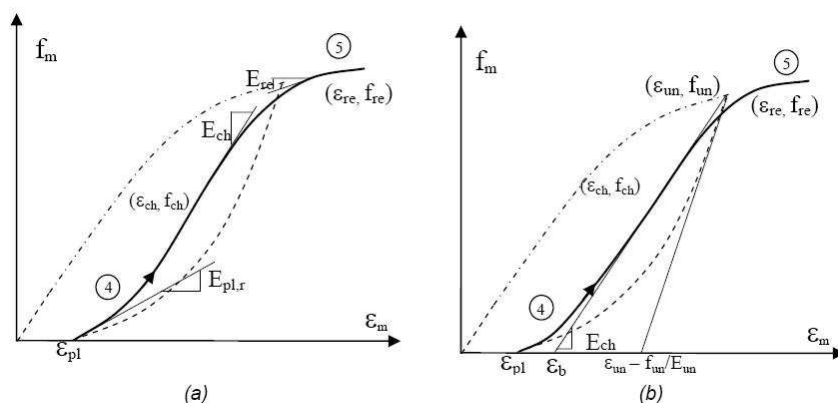


Figura 29 – a) Curva de recarga e respectivos parâmetros associados proposta por Crisafulli (1997); b) Definição do ponto de mudança referente à curva de descarga por Crisafulli (1997)

As leis de comportamento descritas atrás não tomam em consideração as sucessivas mudanças de carga e descarga internas a que o material pode estar sujeito ao longo de todo o seu registo de carga (ver Figura 30). Devido à complexidade do comportamento e à escassez de informação, Crisafulli (1997) realizou testes em provetes cilíndricos de betão com diferentes combinações de carga – descarga completas e internas. As conclusões obtidas foram que as sucessivas mudanças de carga e descarga internas aumentam a extensão de recarga, não afectam a deformação plástica e mantêm-se dentro do ciclo definido para as curvas completas de carga e descarga.

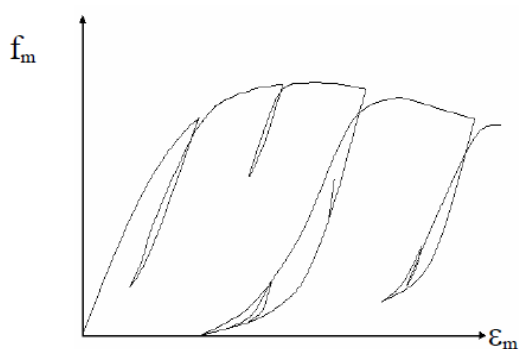


Figura 30 – Modelo de comportamento “Inf_Strut” [adaptado de Crisafulli (1997)]

Relativamente ao comportamento cíclico referente ao corte, o modelo adoptado é perfeitamente capaz de representar o comportamento ao corte quando a rotura ocorre ao longo das juntas de argamassa (ver Figura 31). É assumido que o comportamento deste último material é linear elástico enquanto a resistência ao corte não é mobilizada. A carga e descarga estão também inseridas no domínio elástico. A tensão de corte, τ , assume valor igual à deformação por corte γ multiplicada pelo módulo de distorção G_m .

O modelo consiste em duas leis simples e inclui a força axial presente no painel como variável na resistência ao corte. A resistência ao corte evolui segundo um mecanismo de deslizamento ao longo da superfície de contacto, consistindo numa componente friccional $\mu |f_n|$ e na tensão de resistência da

ligação τ_0 . A resistência ao corte que caracteriza a componente friccional depende de um coeficiente de fricção μ e da força de compressão perpendicular às juntas argamassadas, f_n .

$$\tau_m = \tau_0 + \mu |f_n| \leq \tau'_{max} \quad \text{se } f_n < 0 \quad (67)$$

$$\tau_m = \tau_0 \quad \text{se } f_n \geq 0 \quad (68)$$

De acordo com a Figura 31, o parâmetro τ'_{max} representa o limite superior para a tensão de corte de acordo com resultados analíticos e experimentais obtidos. Quando a resistência ao corte é atingida, a ligação existente entre a argamassa e os blocos é destruída e começa a surgir fendilhação nessa mesma região. Nesta fase, uma parte do painel desliza e apenas o mecanismo friccional é mantido. Consequentemente, a tensão de corte é dada pelas expressões que se seguem, na qual μ_r é o coeficiente residual de fricção:

$$\tau_m = \mu_r |f_n| \leq \tau'_{max} \quad \text{se } f_n < 0 \quad (69)$$

$$\tau_m = 0 \quad \text{se } f_n \geq 0 \quad (70)$$

Assume-se no modelo que tanto a carga como a descarga, depois da rotura da conexão, seguem uma lei linear. A linha de recarga aumenta a tensão de corte até ser atingida a resistência ao corte e deste modo inicia-se novamente o movimento de uma parte do painel em relação à outra.

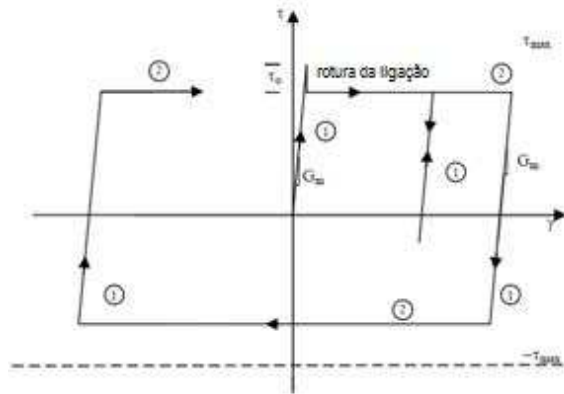


Figura 31 – Modelo de comportamento “Inf_Shear” [adaptado de Crisafulli (1997)]

Por fim, no âmbito dos programas MIDAS/CIVIL e SAP 2000, descreve-se de seguida o modelo de comportamento que será adoptado para as bielas equivalentes de alvenaria, patente na Figura 32.

Segundo César *et al* (2008), de acordo com resultados experimentais, para a definição da curva são necessários quatro pontos, pelo que apenas os últimos três pontos necessitam de algum cuidado na sua obtenção. Sendo o primeiro ponto nulo em termos de coordenadas, define-se o segundo como o ponto

de cedência do material para o par de coordenadas (f_c, d_c) . Seguidamente surge o terceiro ponto, de coordenadas (f_m, d_m) , que corresponde à força máxima instalada no material, sendo notória a degradação progressiva de rigidez, com um tramo linear com inclinação menor relativamente ao anterior. Tal facto deve-se à fendilhação que se instala no painel, o que faz com que a rigidez do mesmo deixe de ser a mesma e diminua progressivamente. Por último, o quarto ponto do gráfico, coincidente com o eixo das abcissas, é o ponto para o qual ocorrerá desagregação e ausência de qualquer capacidade resistente da alvenaria (“colapso”).

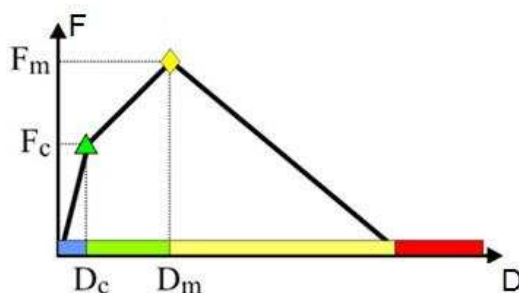


Figura 32 – Modelo de comportamento das paredes de alvenaria nos programas SAP 2000 e MIDAS/CIVIL
[adaptado de César et al (2008)]

Assim sendo, os valores adoptados para o diagrama apresentado atrás, relativo à biela de alvenaria são os seguintes:

Quadro 11 – Valores referentes à curva de comportamento do painel de alvenaria

Modelo de comportamento da biela de alvenaria					
F_c (kN)	D_c (m)	F_m (kN)	D_m (m)	F_u (kN)	D_u (m)
110	0,001	135	0,075	0	0,3

3.8.3. ETAPA 1 DA ANÁLISE “PUSHOVER”

Estando toda a problemática relativa à análise “pushover” devidamente abordada, são de seguida apresentados os resultados finais, para os três programas comerciais enunciados. Assim sendo, os resultados consistem nas curvas de capacidade da estrutura, no deslocamento de topo versus factor de carga e finalmente na variação do corte basal máximo na estrutura, de acordo com o estudo paramétrico efectuado. Relativamente à distribuição de forças em altura, nesta primeira etapa, a distribuição considerada é somente a uniforme, pois trata-se de uma estrutura porticada simples de um só piso, pelo que não ocorrerá qualquer diferença ao nível dos resultados obtidos caso fossem também abordados os outros tipos de distribuição.

Apresentam-se de seguida as curvas de capacidade obtidas pelos respectivos programas enunciados, sendo cada figura referente aos diversos casos do estudo paramétrico delineado nesta etapa, também já objecto de apresentação internacional recente por Pereira *et al* (2009).

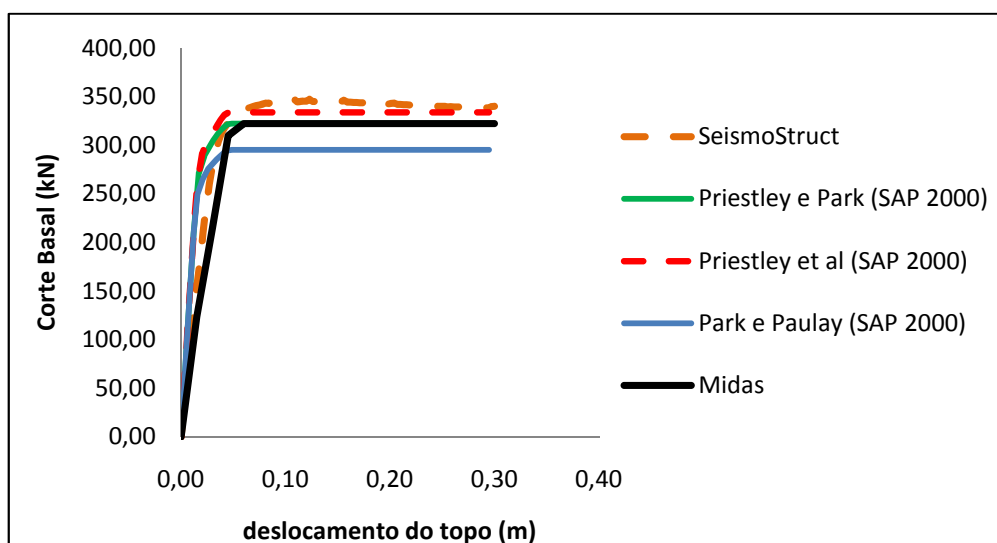


Figura 33 – Curva de capacidade referente ao caso 1 da etapa 1

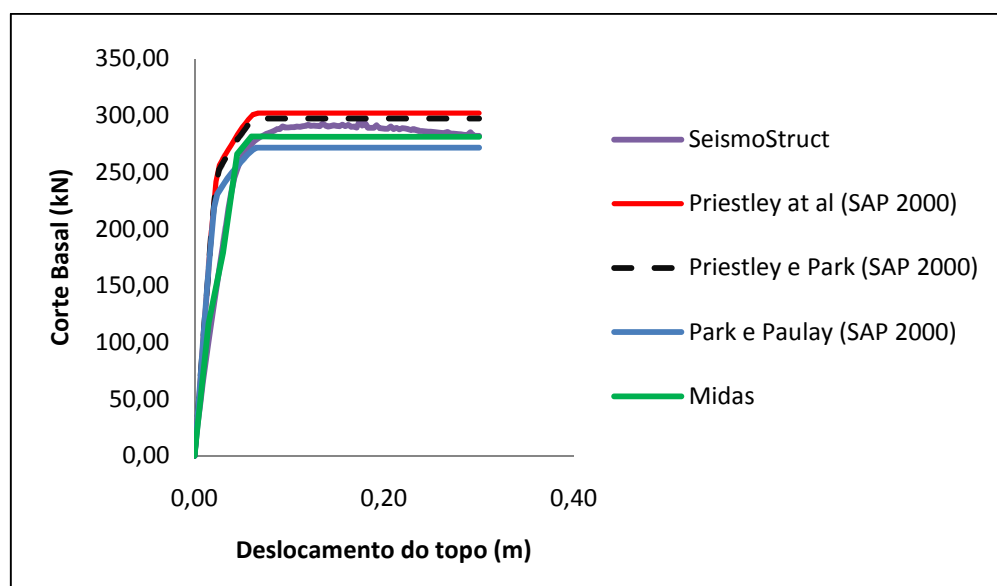


Figura 34 – Curva de capacidade referente ao caso 2 da etapa 1

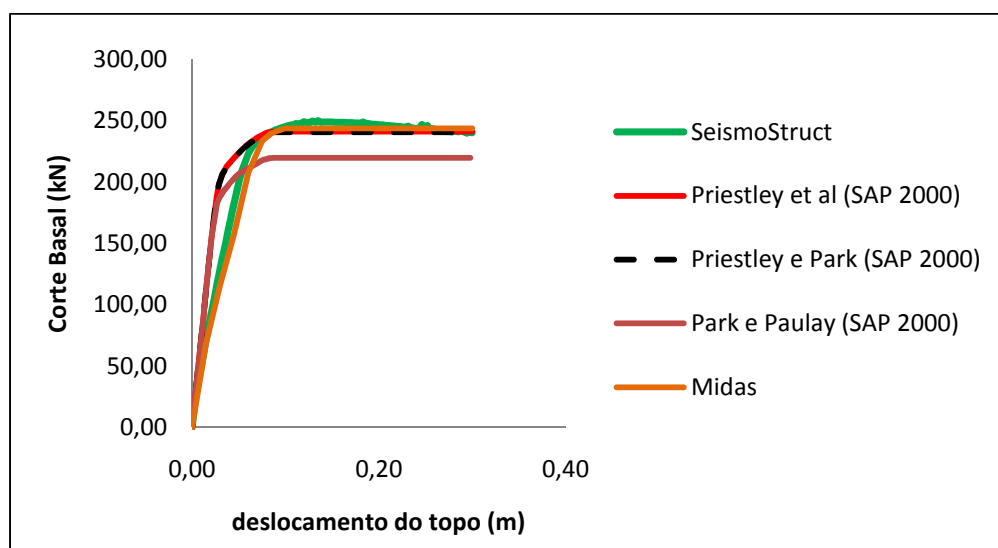


Figura 35 – Curva de capacidade referente ao caso 3 da etapa 1

Finalmente, apresentam-se a variação do deslocamento de topo em função do factor de carga, realizado exclusivamente para o programa SeismoStruct (2006) e a variação do corte basal máximo da estrutura.

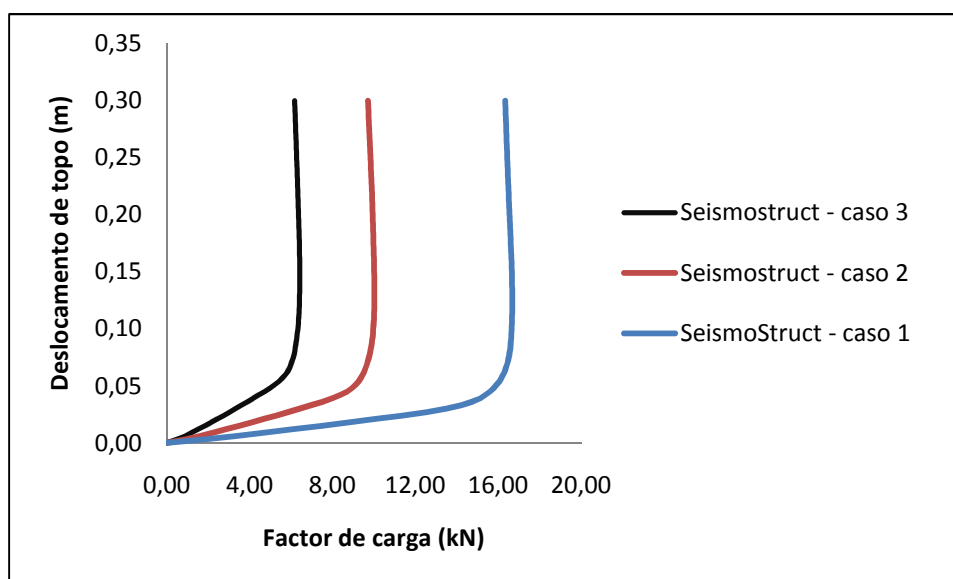


Figura 36 – Estudo paramétrico baseado no factor de carga

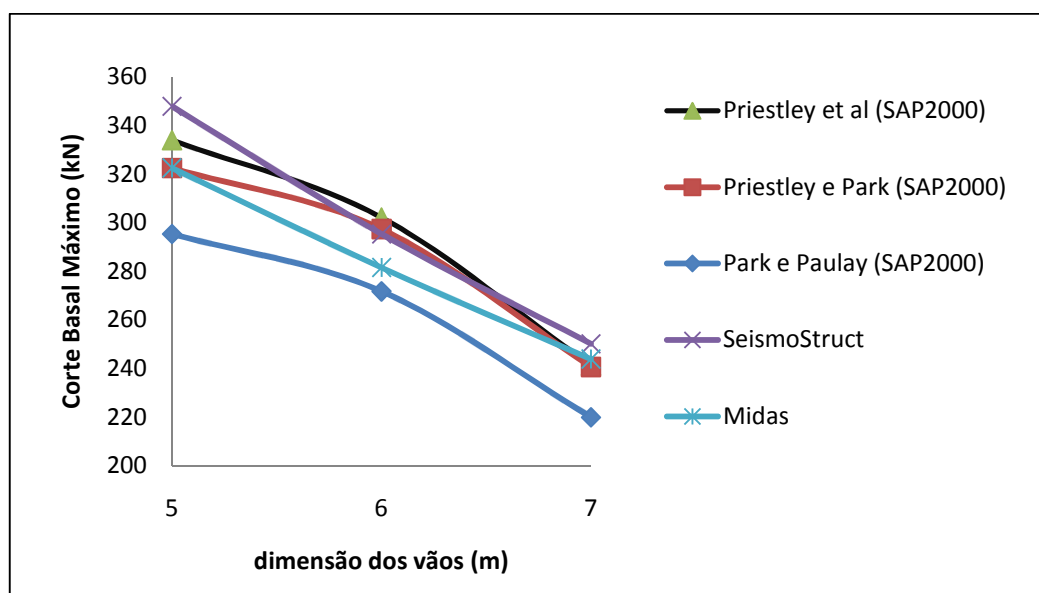


Figura 37 – Variação do corte basal máximo na estrutura (Etapa 1)

Em primeiro lugar, verifica-se claramente que o corte basal máximo da estrutura sofre uma evidente redução do seu valor à medida que se avança no estudo paramétrico, havendo uma redução de 13% do seu valor entre o caso 1 e 2 e 17% entre o caso 2 e 3.

Além disso, o final das curvas “pushover” (patamar), excepto a proposta conjunta de Park e Paulay (1975) efectuada no SAP 2000 (2005), é cada vez mais próximo à medida que se avança no estudo paramétrico. No entanto, o tramo ascendente das curvas obtidas pelo SAP 2000 (2005) revela-se como sendo composto por duas inclinações diferentes, podendo tal ser justificado pela definição do ponto de cedência, referente às características das rótulas. O valor máximo do corte basal calculado pela proposta de Park e Paulay (1975), chega a atingir o desfaseamento de 12% relativamente à curva de capacidade mais próxima da mesma, concretamente para o caso 1 do estudo paramétrico. Relativamente à curva de capacidade obtida pelo MIDAS/CIVIL (2005), analisa-se com bastante clareza que o ramo ascendente da mesma está bastante próximo do SeismoStruct (2006). Por outro lado, o patamar final que representa o corte basal máximo na estrutura aproxima-se mais do obtido pelo SeismoStruct (2006) e até mesmo do SAP 2000 (2005) pelas propostas de Priestley e Park (1984) e Priestley et al (1996).

Finalmente, pode igualmente concluir-se que a cedência das secções de betão armado ocorre mais cedo tendo em conta as propostas conjuntas realizadas no SAP 2000 (2005), uma vez que neste programa a cedência ocorre para deslocamentos de topo menores relativamente aos programas MIDAS/CIVIL (2005) e SeismoStruct (2006).

3.8.4. ETAPA 2 DA ANÁLISE “PUSHOVER”

Relativamente à distribuição de forças em altura, nesta segunda etapa, a distribuição de carga realizada é igualmente a uniforme, pela mesma razão apontada anteriormente. Os resultados finais são efectivamente idênticos aos da etapa anterior, também já objecto de apresentação internacional recente por Pereira, Barros e César (2009).

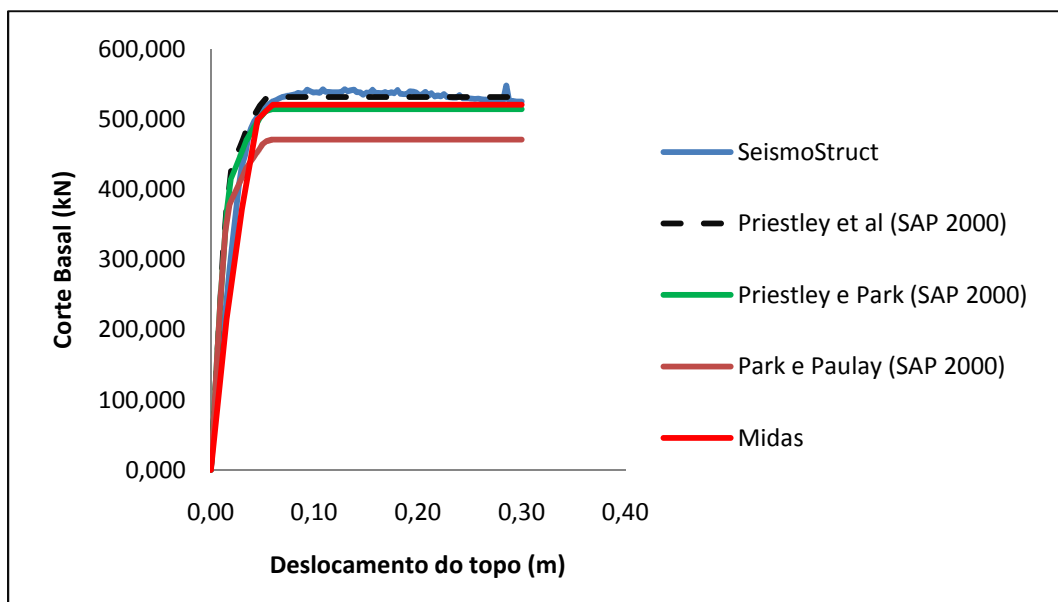


Figura 38 – Curva de capacidade referente ao caso 1 da etapa 2

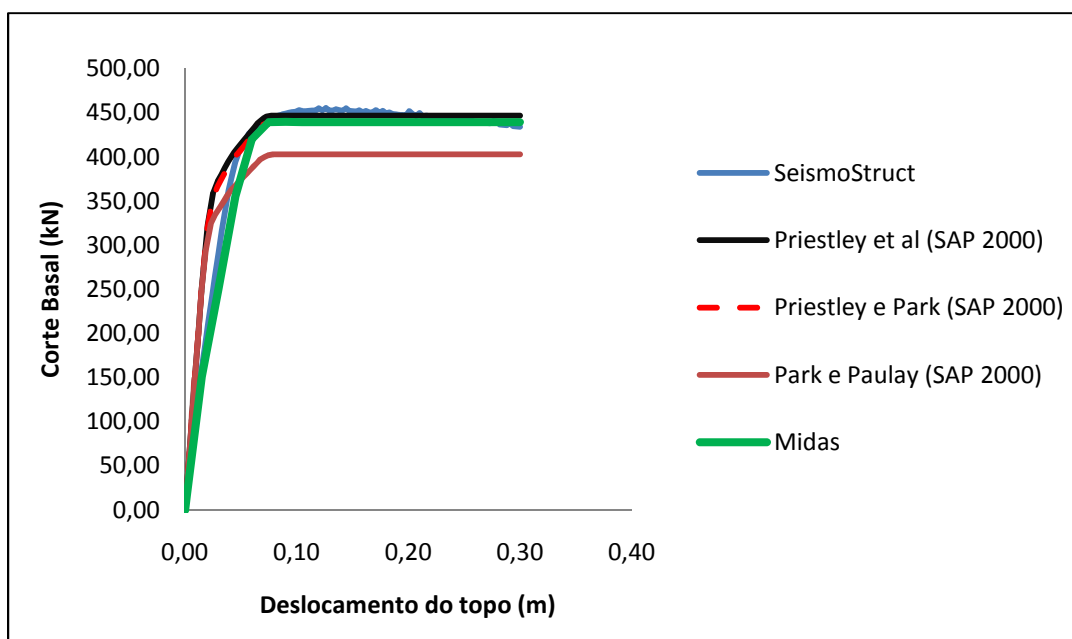


Figura 39 – Curva de capacidade referente ao caso 2 da etapa 2

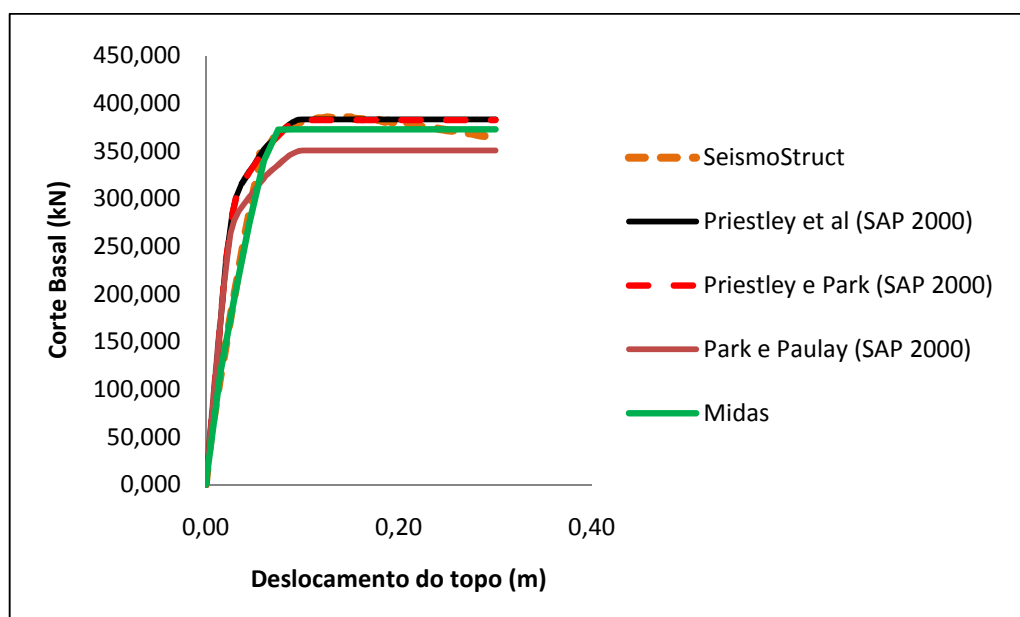


Figura 40 – Curva de capacidade referente ao caso 3 da etapa 2

Tal como efectuado para a etapa inicial, apresentam-se, com base num estudo paramétrico, a variação imposta no corte basal máximo da estrutura bem como a variação do deslocamento de topo em função do factor de carga.

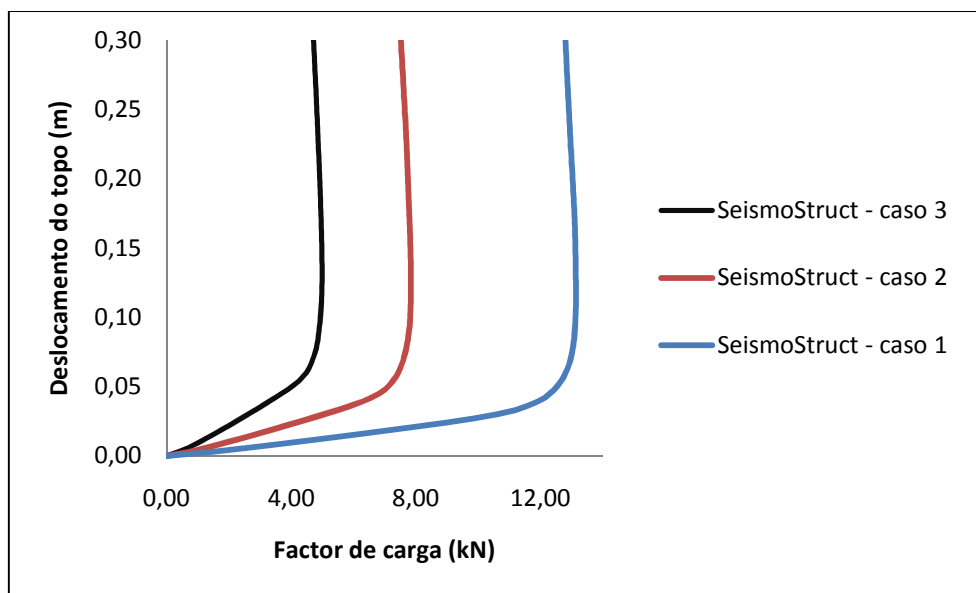


Figura 41 – Estudo paramétrico baseado no factor de carga

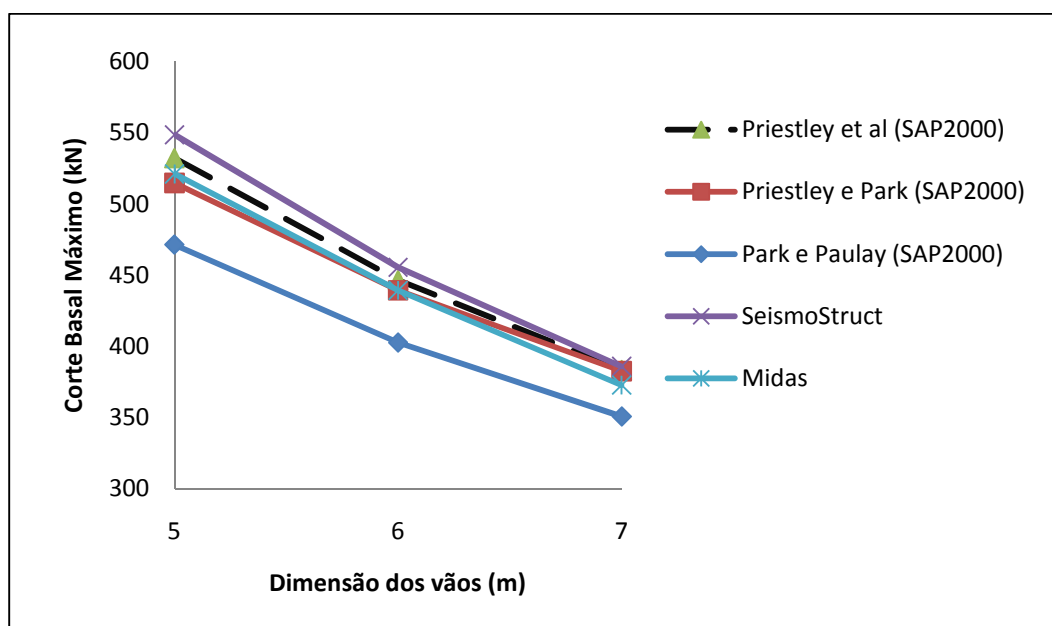


Figura 42 – Variação do corte basal máximo na estrutura (Etapa 2)

Em primeiro lugar, tal como observado para a etapa anterior, verifica-se clara e progressiva redução no valor do corte basal máximo da estrutura, havendo uma diminuição de 17% do seu valor entre o caso 1 e 2 e 15% entre o caso 2 e 3. Por outro lado, comparativamente à análise anterior, verifica-se de facto um claro aumento da capacidade basal da estrutura pois a existência de dois vãos permite à estrutura uma rigidez maior e uma maior capacidade basal devido à introdução de novos pilares no desempenho sísmico do pórtico.

Além disso, as curvas de capacidade obtidas revelam-se bastante próximas entre si, principalmente o patamar das mesmas, o que se torna perfeitamente notório para o caso 1 da presente etapa. A proposta conjunta de Park e Paulay (1975) efectuada no SAP 2000 (2005), é mais uma vez a que mais se afasta do conjunto de curvas. O valor máximo do corte basal calculado pela proposta enunciada atrás, atinge o desfaseamento máximo de 8% relativamente à curva de capacidade mais próxima da mesma. Relativamente à curva de capacidade obtida pelo MIDAS/CIVIL (2005) analisa-se com bastante clareza que as suas curvas de capacidade estão de facto bastante próximas das curvas obtidas pelo SeismoStruct (2006). O patamar final que representa o corte basal máximo na estrutura revela uma considerável proximidade entre a curva obtida pelo MIDAS/CIVIL (2005) e as do SAP 2000 (2005) pelas propostas de Priestley e Park (1984) e Priestley *et al* (1996).

Conclui-se igualmente para a presente etapa que a cedência do material ocorre de forma precoce no SAP 2000 (2005).

3.8.5. ETAPA 3 DA ANÁLISE “PUSHOVER”

Na presente etapa da análise realizada, a distribuição de carga em altura consistirá nos três tipos apresentados em capítulos anteriores, pois trata-se de um pórtico de dois pisos irregular em altura, pressupondo que nesta etapa, a influência das variadas distribuições de carga poderá ser decisiva no âmbito da resposta estrutural do pórtico.

Nos resultados finais serão apresentadas as curvas de capacidade da estrutura, que serão consequência da variabilidade de determinados parâmetros, o deslocamento de topo versus factor de carga, a variação do corte basal máximo e por último os deslocamentos relativos entre pisos, exclusivos ao caso 3 da etapa corrente. Na apresentação das curvas obtidas pelos três softwares, realça-se que as curvas referentes ao SAP 2000 (2005) são definidas pela proposta conjunta de Park e Priestley (1984) e que as curvas são exclusivamente expostas para a largura de biela equivalente a 25% do comprimento diagonal do painel de enchimento.

Por fim, os deslocamentos relativos entre pisos, quando utilizado o programa SAP 2000 (2005), são unicamente referentes à proposta conjunta de Priestley et al (1996).

Relativamente aos painéis de alvenaria existentes no segundo piso, são consideradas várias hipóteses para largura de biela equivalente (10% e 25% do comprimento diagonal do painel) e também a ausência da mesma.

Apresentam-se de seguida as curvas de capacidade obtidas pelos respectivos programas enunciados, também já objecto de apresentação internacional recente por Pereira *et al* (2009).

Nas Figuras seguintes apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 1 da etapa 3 com auxílio do SAP 2000 (2005).

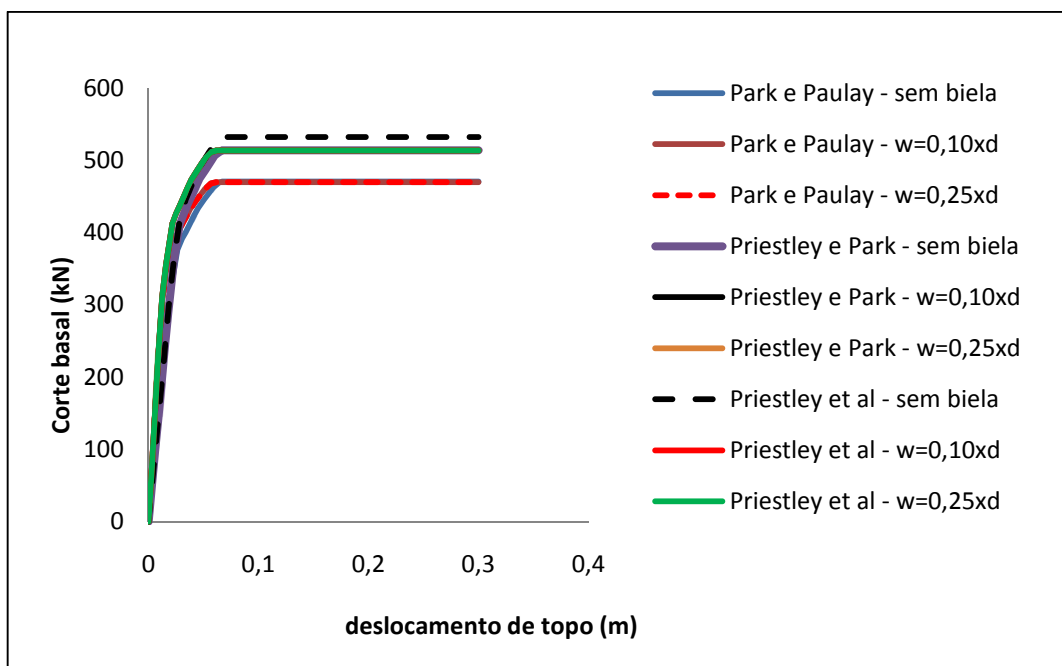


Figura 43 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição uniforme referente ao caso 1 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

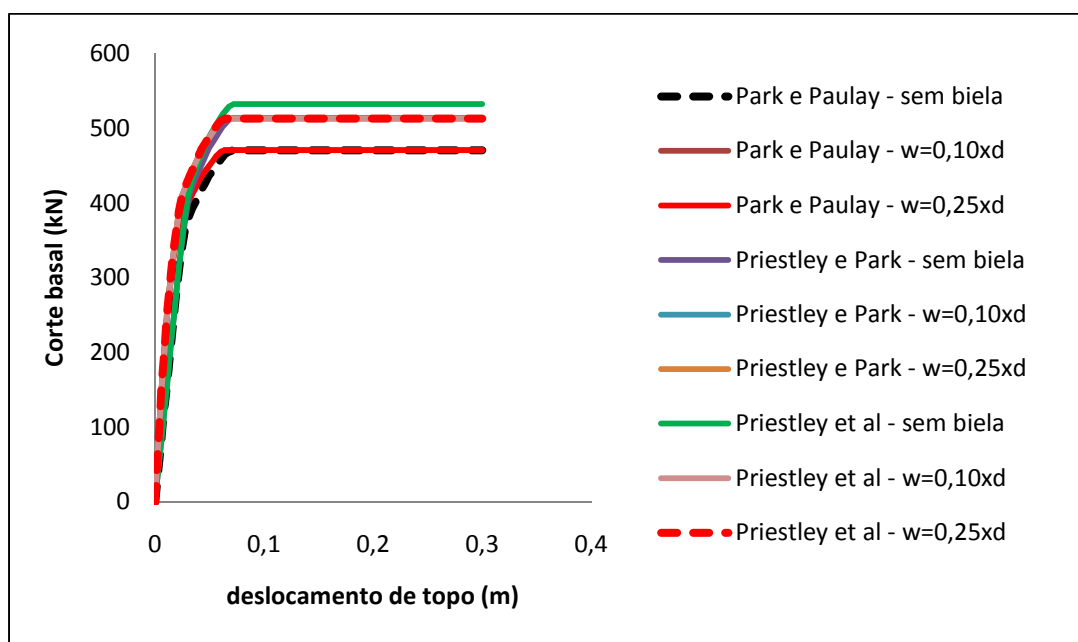


Figura 44 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição modal, referente ao caso 1 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

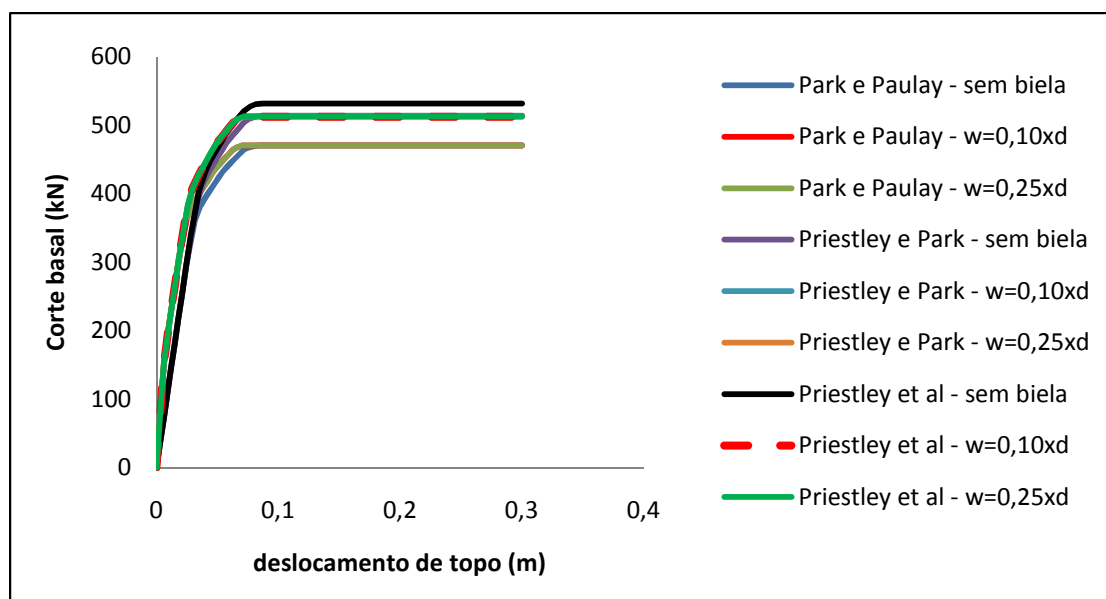


Figura 45 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição triangular, referente ao caso 1 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

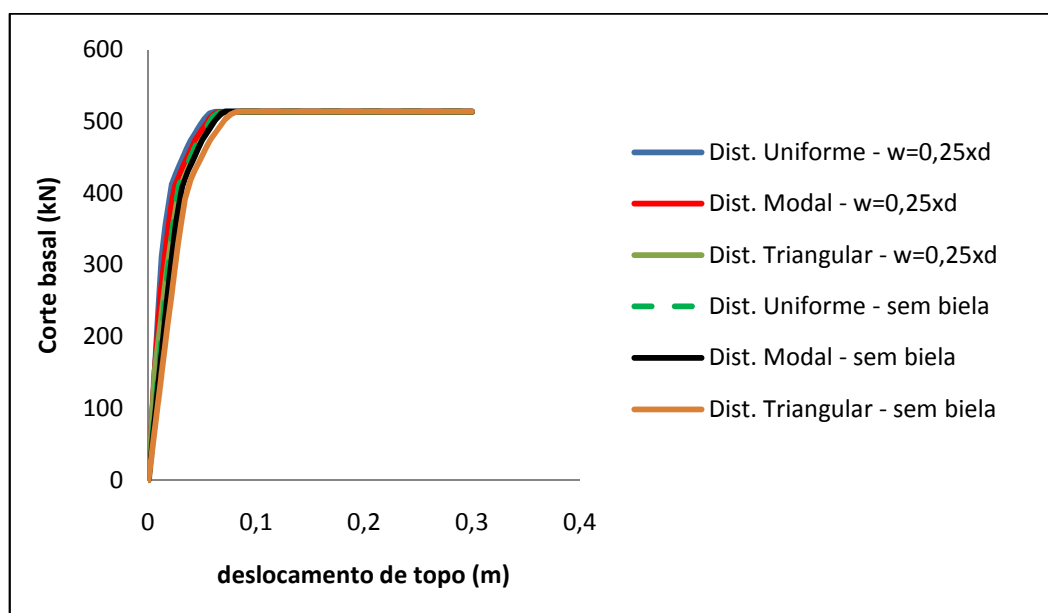


Figura 46 – Curvas de capacidade correspondentes à proposta conjunta efectuada por Priestley e Park, para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 1)

Na Figura seguinte, apresentam-se as curvas de capacidade referentes ao caso 1 da etapa 3, com auxílio do programa SeismoStruct (2006).

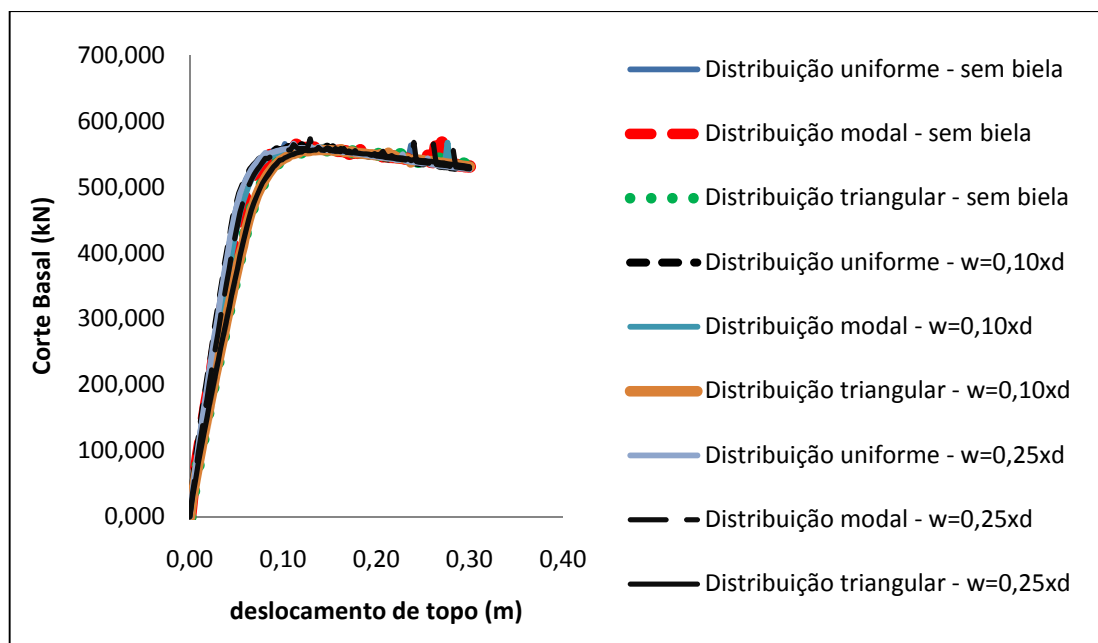
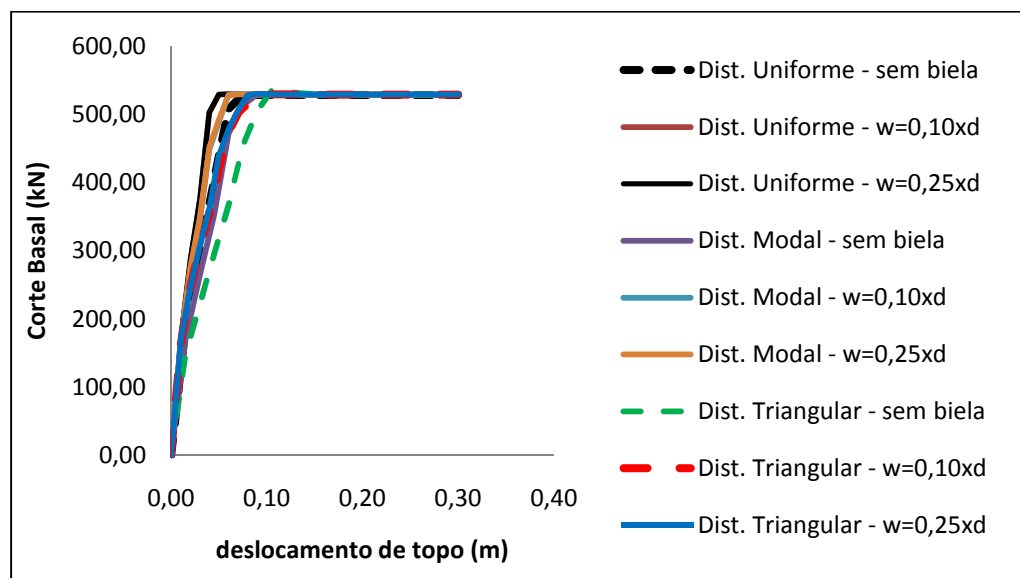
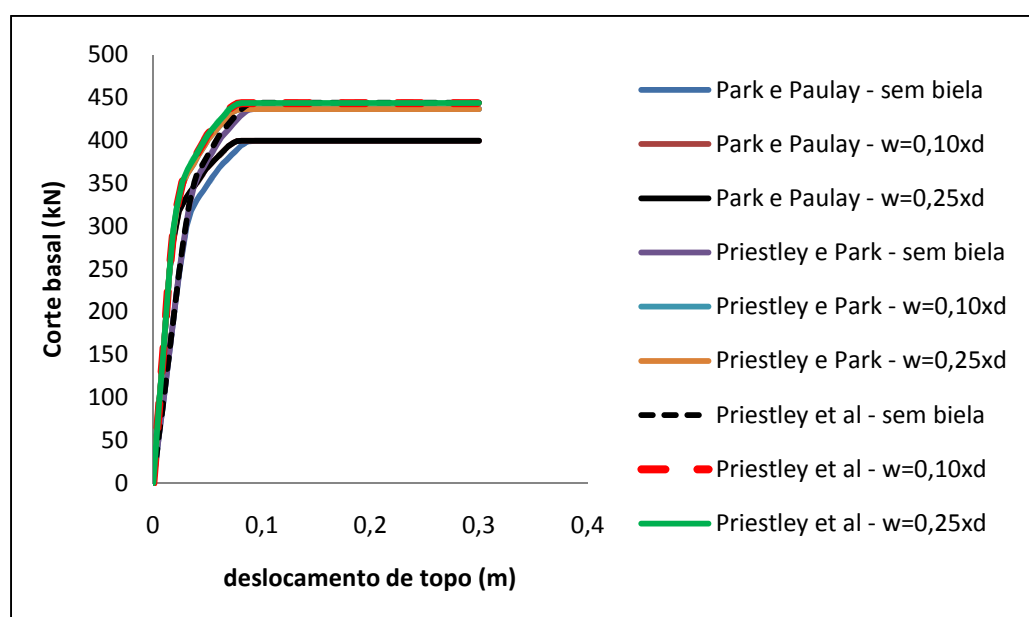


Figura 47 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software SeismoStruct (2006), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 1)

Na Figura seguinte, apresentam-se as curvas de capacidade referentes ao caso 1 da etapa 3, obtidas no programa MIDAS/CIVIL (2005).



Nas Figuras seguintes apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 2 da etapa 3 com auxílio do SAP 2000 (2005).



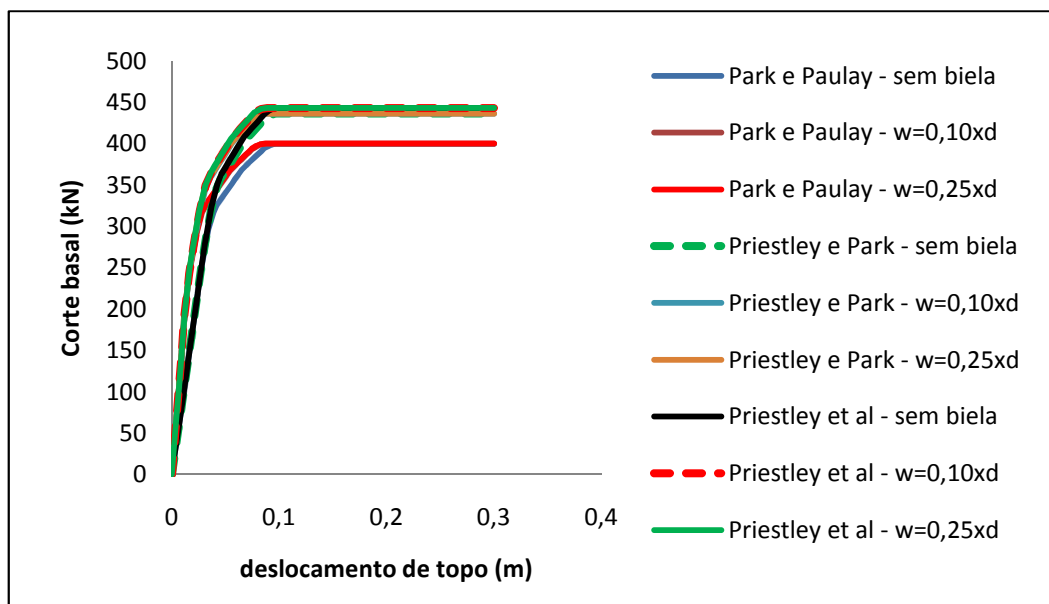


Figura 50 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição modal, referente ao caso 2 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

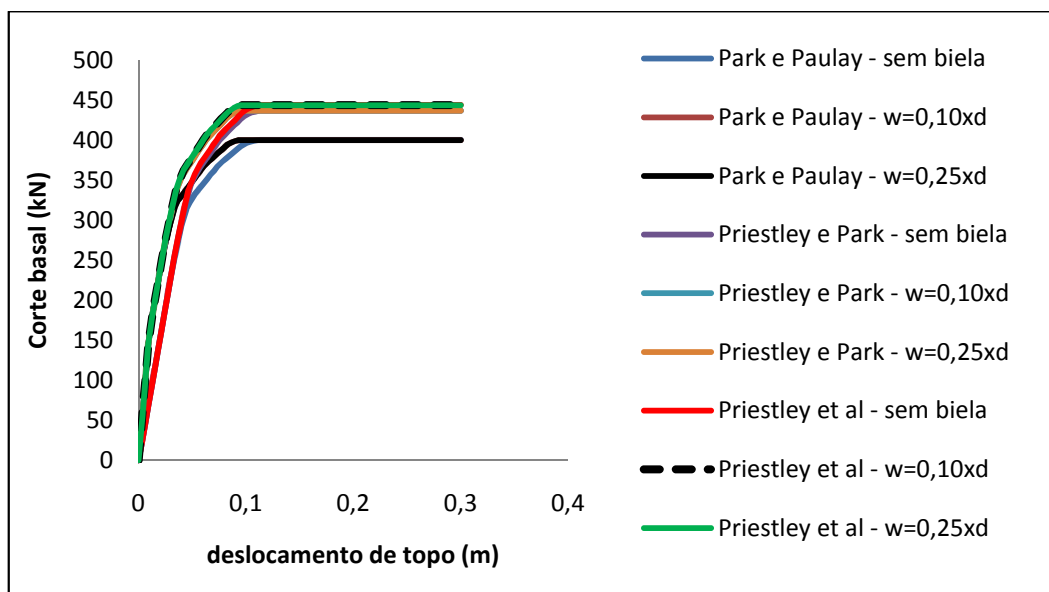


Figura 51 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição triangular referente ao caso 2 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

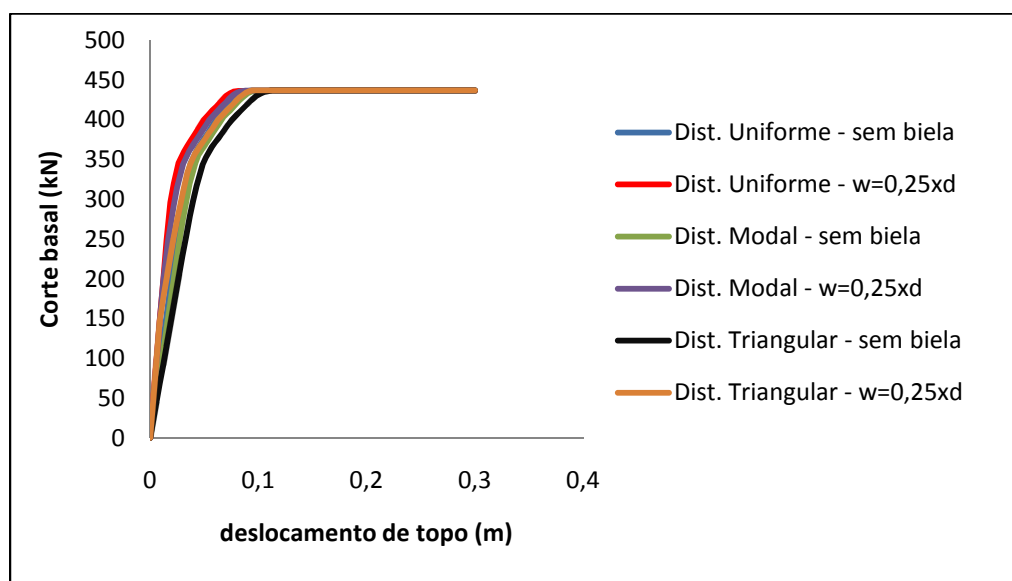


Figura 52 – Curvas de capacidade correspondentes à proposta efectuada por Priestley e Park, para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 2)

Na Figura seguinte apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 2 da etapa 3 com auxílio do software SeismoStruct (2006).

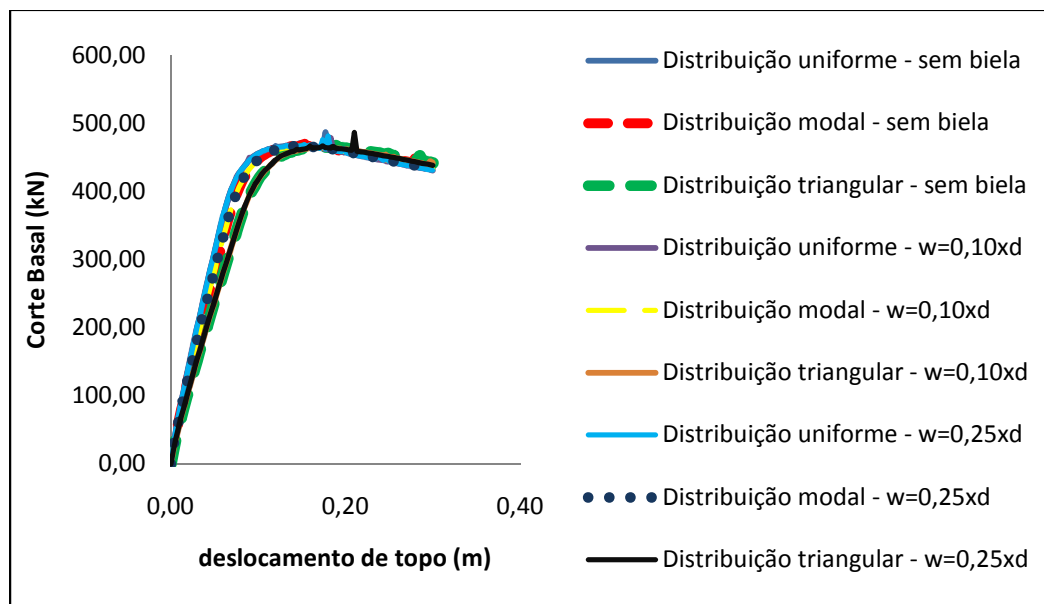


Figura 53 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software SeismoStruct (2006), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 2)

Na Figura seguinte apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 2 da etapa 3 com auxílio do programa MIDAS/CIVIL (2005).

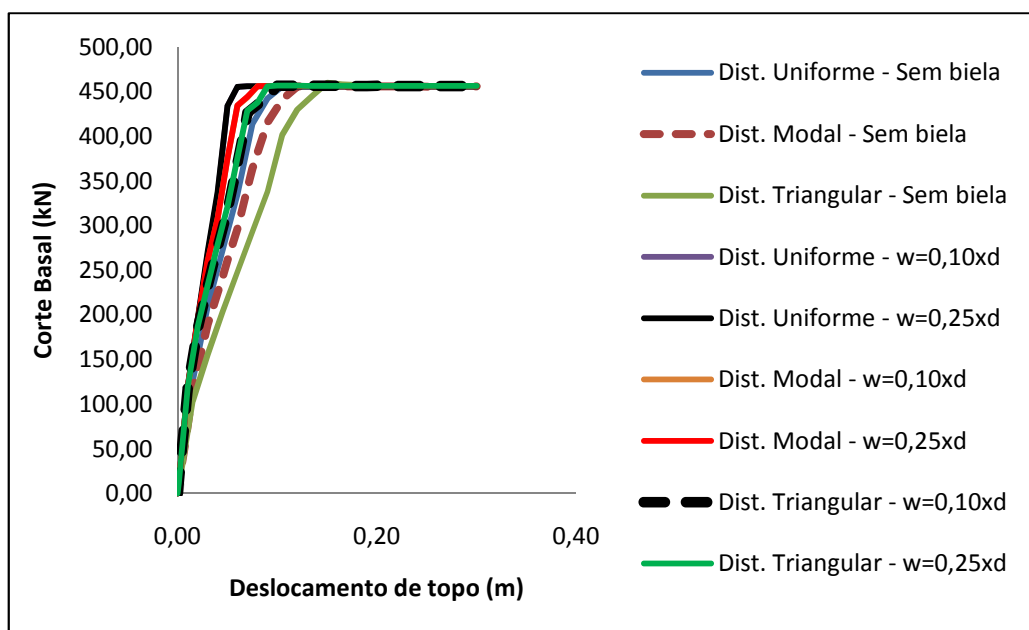


Figura 54 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software MIDAS/CIVIL (2005), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 2)

Nas Figuras seguintes apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 3 da etapa 3 com auxílio do SAP 2000 (2005).

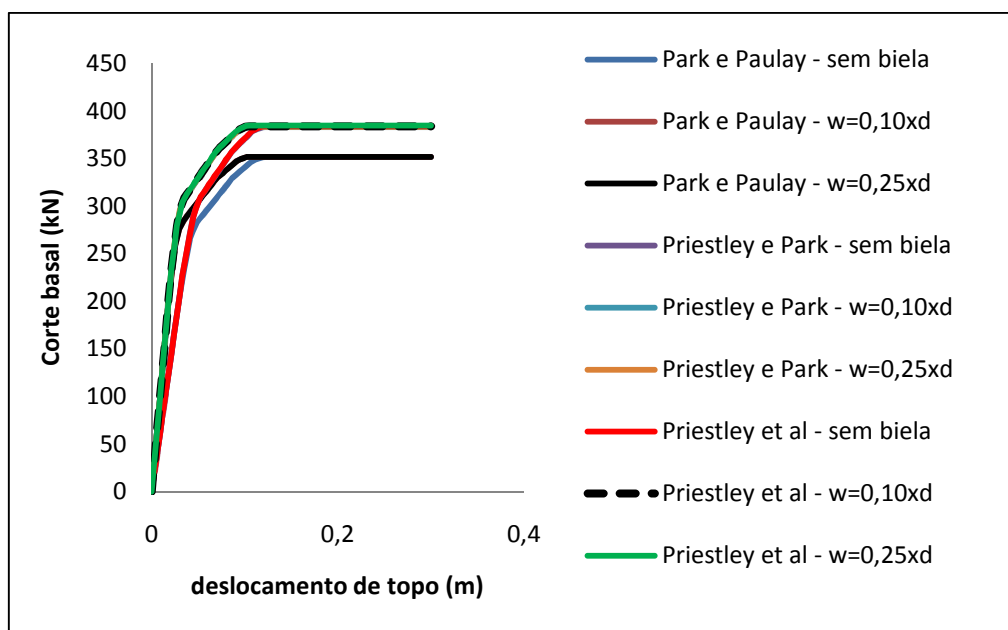


Figura 55 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição uniforme referente ao caso 3 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

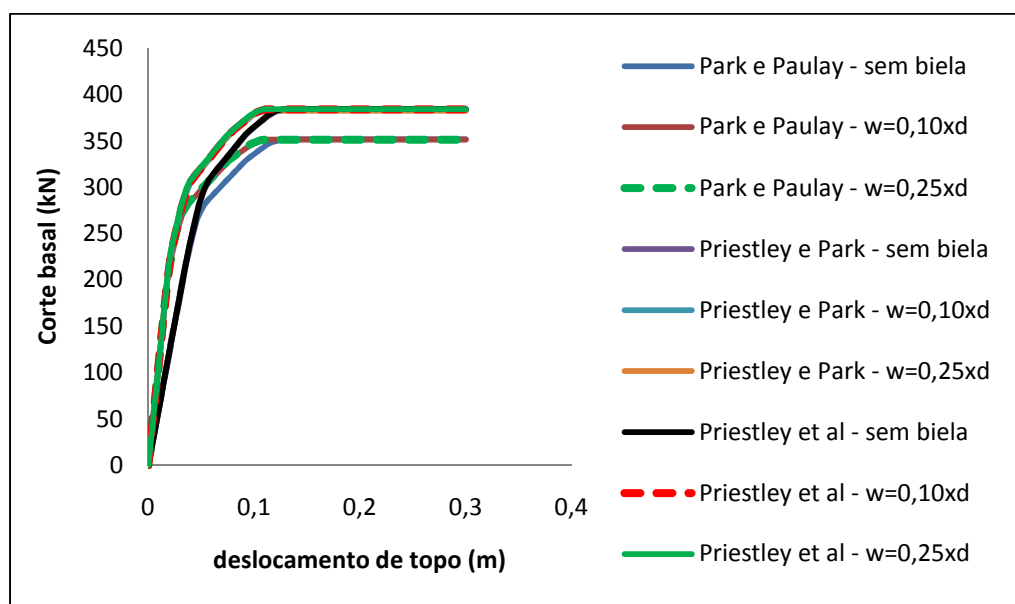


Figura 56 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição modal referente ao caso 3 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

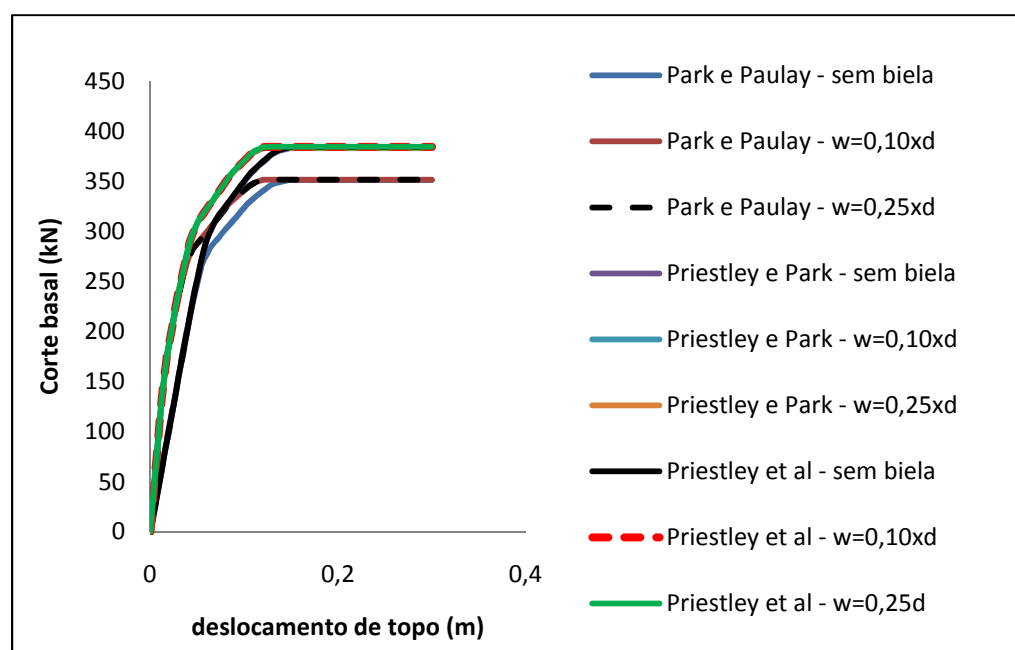


Figura 57 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição triangular referente ao caso 3 da etapa 3, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

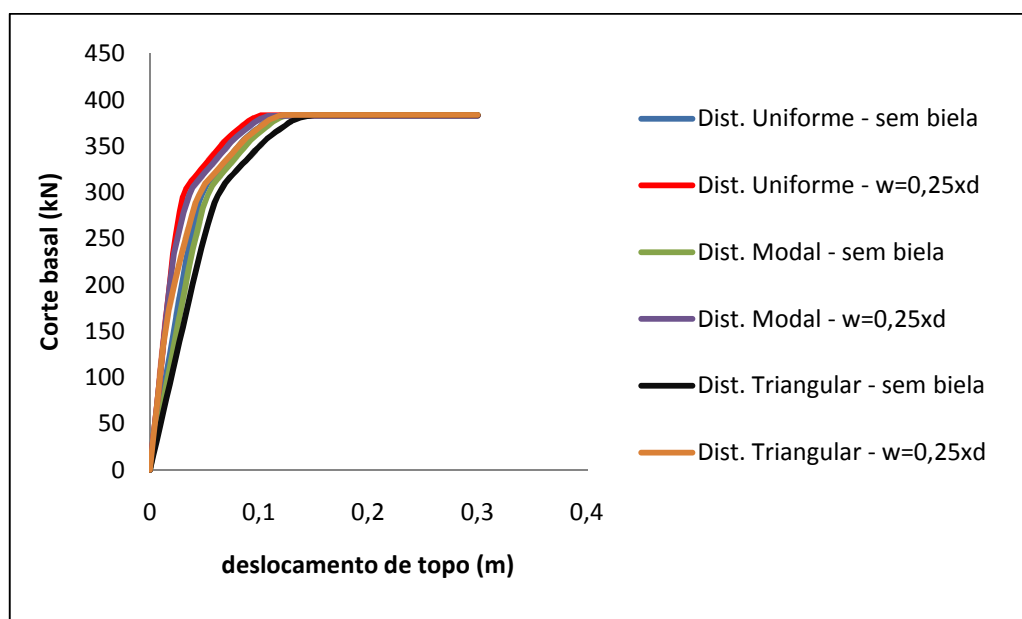


Figura 58 – Curvas de capacidade correspondentes à proposta efectuada por Priestley e Park (1984), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 3)

Na Figura seguinte apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 3 da etapa 3 com auxílio do software SeismoStruct (2006).

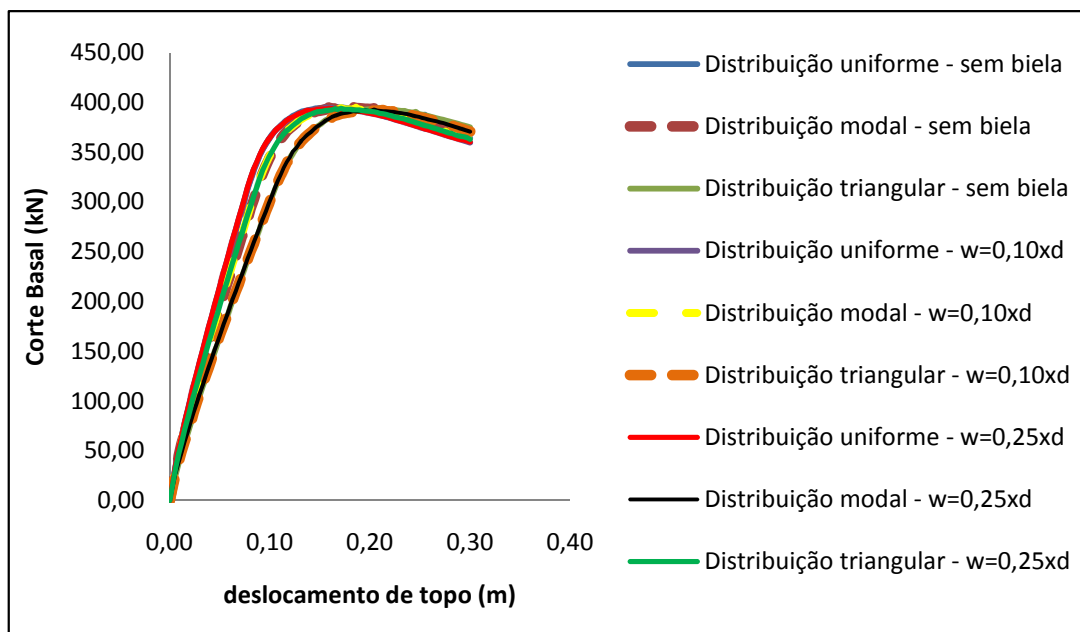


Figura 59 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software SeismoStruct (2006), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 3)

Na Figura seguinte apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 3 da etapa 3 com auxílio do software MIDAS/CIVIL (2005).

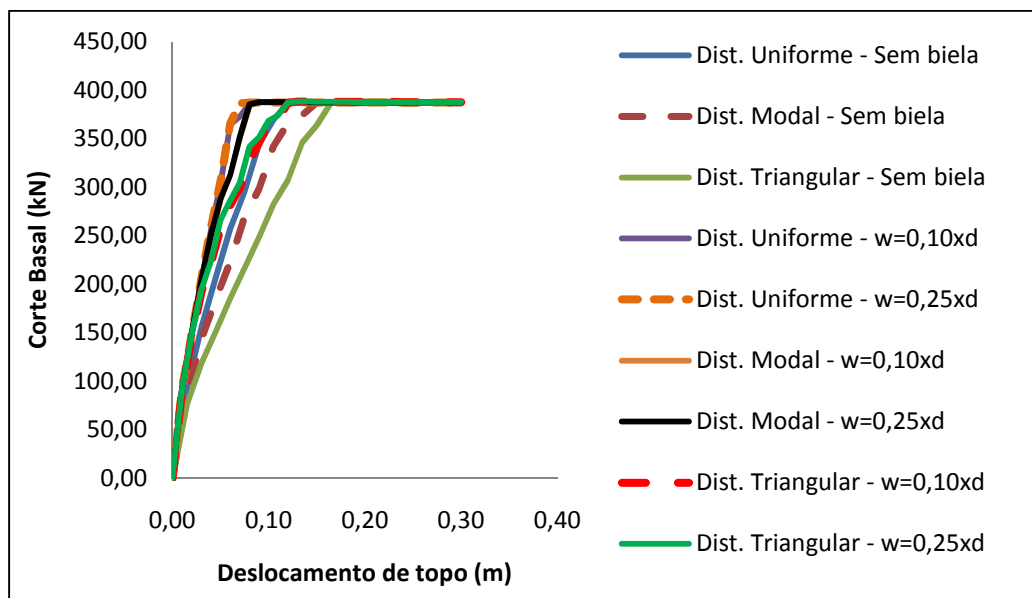


Figura 60 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software MIDAS/CIVIL (2005), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 3)

Seguidamente, apresenta-se a envolvente de curvas de capacidade obtidas para os três softwares utilizados e de acordo com as várias distribuições de carga adoptadas.

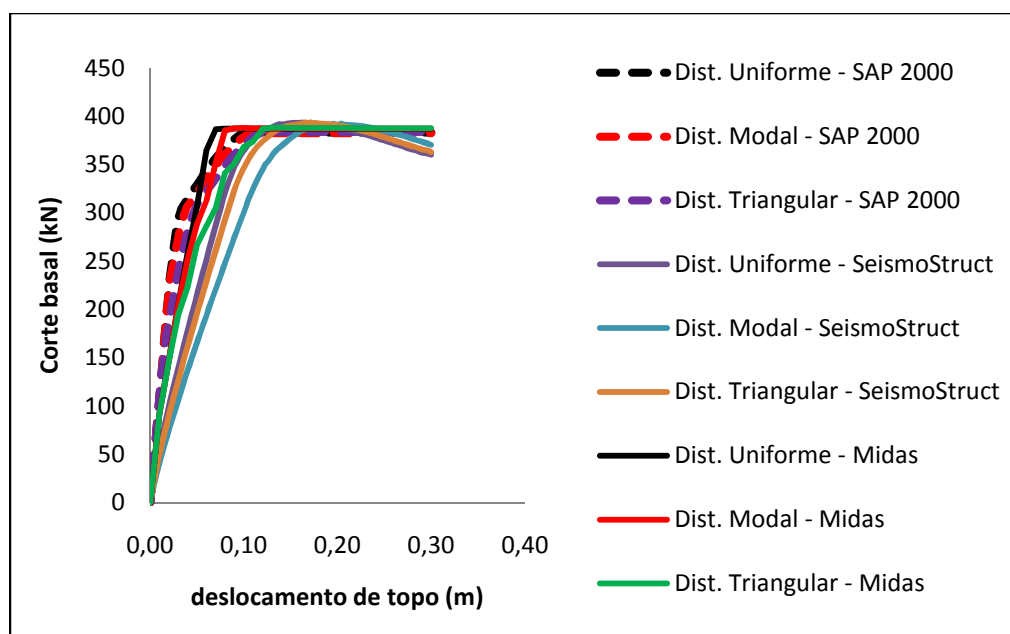


Figura 61 – Comparação das curvas de capacidade obtidas pelos três programas, correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 3 – Caso 3)

Finalmente apresentam-se graficamente a variação do deslocamento de topo em função do factor de carga, sendo este gráfico obtido unicamente pelo software SeismoStruct (2006) e especificamente para o caso 3 da presente etapa, e ainda a variação do corte basal máximo da estrutura, tal como realizado para as etapas prévias. Este último gráfico diz respeito unicamente à distribuição uniforme de cargas e à consideração de uma largura equivalente de biela com 25% do comprimento diagonal do painel.

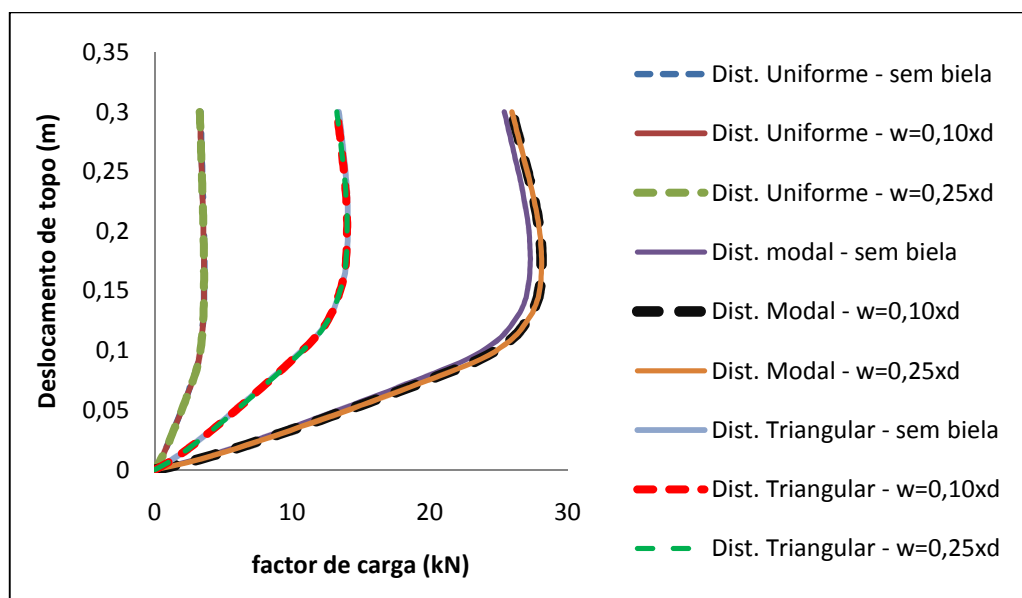


Figura 62 – Deslocamento de topo versus factor de carga

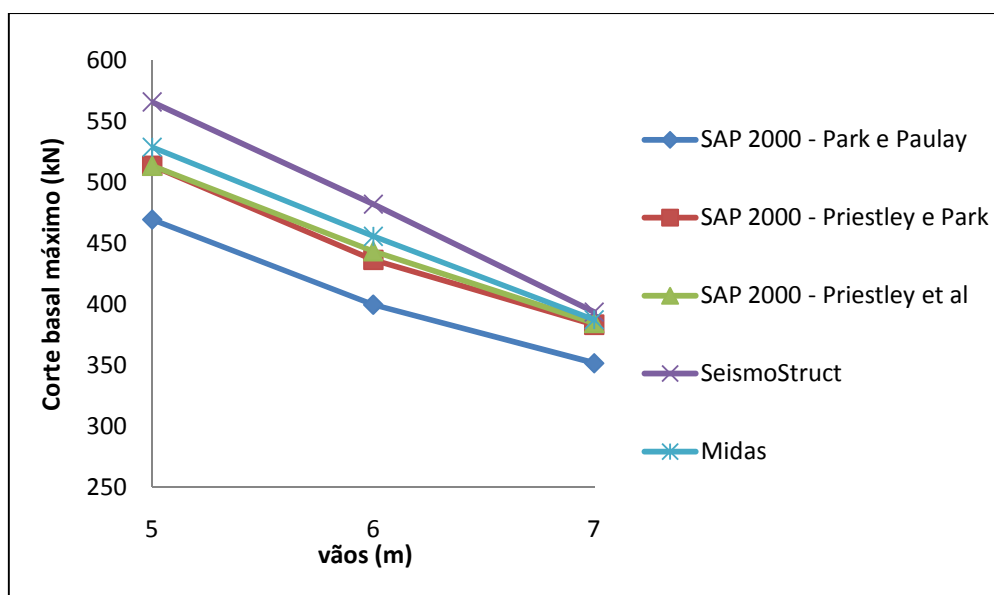


Figura 63 – Variação do corte basal máximo da estrutura referente à distribuição uniforme de cargas em altura e para a hipótese de largura de biela igual a 25% do comprimento diagonal (Etapa 3)

Por outro lado, são também tabelados os deslocamentos relativos entre pisos, apenas desenvolvidos para o caso 3, tal como os gráficos anteriormente expostos. Os valores obtidos pelo software SAP 2000 (2005) são exclusivamente relativos à proposta conjunta efectuada por Priestley *et al* (1996), dado tratar-se da proposta conjunta que melhores resultados fornece em termos de capacidade final de corte basal.

Quadro 12 – Drifts correspondentes à proposta de Priestley *et al* (1996) pelo programa SAP 2000 (2005), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Caso 3 – Etapa 3)

Drifts - Caso 3			
Distribuição uniforme			
Pisos	Priestley <i>et al</i>		
	S/biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C – 1º Piso	0,2789	0,2922	0,2950
1º Piso – 2º Piso	0,0211	0,0050	0,0050
Distribuição modal			
Pisos	Priestley <i>et al</i>		
	S/biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C – 1º Piso	0,2724	0,2870	0,2887
1º Piso – 2º Piso	0,0276	0,0125	0,0113
Distribuição triangular			
Pisos	Priestley <i>et al</i>		
	S/biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C – 1º Piso	0,2550	0,2775	0,2775
1º Piso – 2º Piso	0,0450	0,0225	0,0225

Quadro 13 – Drifts obtidos pelo programa SeismoStruct (2006), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Caso 3 - Etapa 3)

Drifts - Caso 3			
Distribuição uniforme			
Pisos	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C -1º Piso	0,12578	0,12622	0,12485
1º Piso – 2º Piso	0,03686	0,03641	0,03778
Distribuição modal			
Pisos	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd

R/C -1º Piso	0,12914	0,12730	0,12758
1º Piso – 2º Piso	0,04871	0,04753	0,04725
Distribuição triangular			
Pisos	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C -1º Piso	0,13646	0,13442	0,13489
1º Piso – 2º Piso	0,0748	0,07383	0,07336

Quadro 14 – Drifts obtidos pelo programa MIDAS/CIVIL (2005), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Caso 3 - Etapa 3)

Drifts - Caso 3			
Distribuição uniforme			
Pisos	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C -1º Piso	0,248	0,292	0,293
1º Piso – 2º Piso	0,052	0,008	0,007
Distribuição modal			
Pisos	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C -1º Piso	0,241	0,280	0,282
1º Piso – 2º Piso	0,059	0,020	0,018
Distribuição triangular			
Pisos	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C -1º Piso	0,191	0,195	0,259
1º Piso – 2º Piso	0,079	0,045	0,041

Finalizada a etapa 3 da corrente análise não linear, algumas considerações devem ser efectuadas, no âmbito do estudo paramétrico, pois a configuração do pórtico nesta etapa é que poderá levar a danos e colapsos mais intensos sobre a estrutura quando submetida a acções sísmicas.

Em primeiro lugar, analisando os gráficos obtidos, verifica-se claramente que no caso de consideração dos painéis de alvenaria de acordo com o programa SAP 2000 (2005), como bielas equivalentes, com larguras de 10% e 25% do comprimento diagonal da parede, não há grande diferença nas curvas de capacidade obtidas. Por outro lado, considerando as hipóteses de ausência da biela e uma biela de espessura igual a 25% do comprimento diagonal, há uma certa diferença no que diz respeito às curvas, com o ramo ascendente ligeiramente diferente. Com a inclusão das bielas no modelo, há uma maior rigidez na estrutura pelo que os deslocamentos de topo são menores. Há deste modo uma redução sensivelmente constante de deslocamento de topo, para um mesmo valor de corte basal. No entanto, convergem ambas para o mesmo valor máximo de corte basal. Observando-se seguidamente a curvas obtidas pelo programa SeismoStruct (2006), estas revelam-se de facto bastante próximas entre si,

tendo em conta as diversas distribuições de carga consideradas. Além disso, pelo facto dos painéis de alvenaria não estarem directamente ligados à base do pórtico, a diferença existente ao nível da largura das bielas equivalentes, para larguras de 10% e 25%, não se fará notar de modo decisivo nas curvas de capacidade obtidas.

No âmbito das distribuições de carga em altura, verifica-se que na distribuição triangular há um maior desfasamento entre elas, o que é bem evidente nas curvas obtidas pelo programa MIDAS/CIVIL (2005), onde o fuso das curvas representadas apresenta uma maior abertura traduzindo maior variabilidade paramétrica. Verifica-se ainda que as curvas obtidas por distribuição uniforme e modal se aproximam bastante. As curvas obtidas por distribuição uniforme distanciam-se bastante das curvas obtidas por consideração de distribuição triangular, ainda que ambas tendam para o mesmo valor máximo assintótico de corte basal.

No que diz respeito aos valores máximos do corte basal, verifica-se claramente que o mesmo sofre uma evidente redução do seu valor à medida que se avança no estudo paramétrico, havendo uma redução de 16% do seu valor entre o caso 1 e 2 e 17% entre o caso 2 e 3.

Por último, ainda relativamente às curvas de capacidade, verifica-se que para uma distribuição uniforme de cargas e tendo apenas em consideração a existência de bielas com largura equivalente a 25% do comprimento diagonal do painel, as curvas do SAP 2000 (2005) e MIDAS/CIVIL (2005) são bastante próximas entre si, enquanto as curvas do SeismoStruct (2006) revelam um certo desfasamento no que diz respeito ao tramo ascendente.

Depois de exaustiva análise sobre as tabelas apresentadas atrás, verifica-se que os deslocamentos relativos entre R/C e 1º Piso são mais gravosos no SAP 2000 (2005) e MIDAS/CIVIL (2005), enquanto os deslocamentos relativos entre 1º e 2º pisos são maiores no SeismoStruct (2006). Tal diferença observada, mais concretamente ao nível dos dois últimos pisos, pode ser justificada tendo como base os modelos de comportamento incorporados no SeismoStruct (2006), no âmbito dos painéis de enchimento, englobando dois modos de rotura: por compressão axial da biela equivalente e a rotura por corte. Por outro lado, a redistribuição de tensões tendo em conta os possíveis modos de rotura abrangidos neste programa, e sua respectiva interacção, origina uma resistência em rotura para valores mais elevados comparativamente ao SAP 2000 (2005). Por outro lado, a consideração da perda de rigidez devido a esforços de tracção nas vigas poderá igualmente ser a causa da grande diferença verificada ao nível dos drifts. Por seu turno, não considerando a influencia dos painéis de alvenaria no segundo piso, verifica-se que os deslocamentos relativos entre os pisos 1 e 2 são maiores pois não há tanta rigidez na estrutura.

Além disso, e como última nota, as distribuições uniforme e modal são de facto as que mais se aproximam, o que se torna bem evidente nos resultados obtidos pelo SeismoStruct (2006). No caso de edifícios com 1 ou 2 andares, as distribuições de carga modal e triangular não são muito semelhantes, o que já não acontece para casos em que existem vários andares. Nesse caso, as distribuições modal e triangular tornam-se bastante mais próximas porque o modo fundamental controla.

3.8.6. ETAPA 4 DA ANÁLISE “PUSHOVER”

Tal como procedido na etapa anterior, o mesmo estudo será realizado no presente subcapítulo, para a derradeira etapa da análise “pushover” desenvolvida, também já objecto de apresentação internacional recente por Pereira *et al* (2009).

Nas Figuras seguintes apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 1 da etapa 4 com auxílio do SAP 2000 (2005).

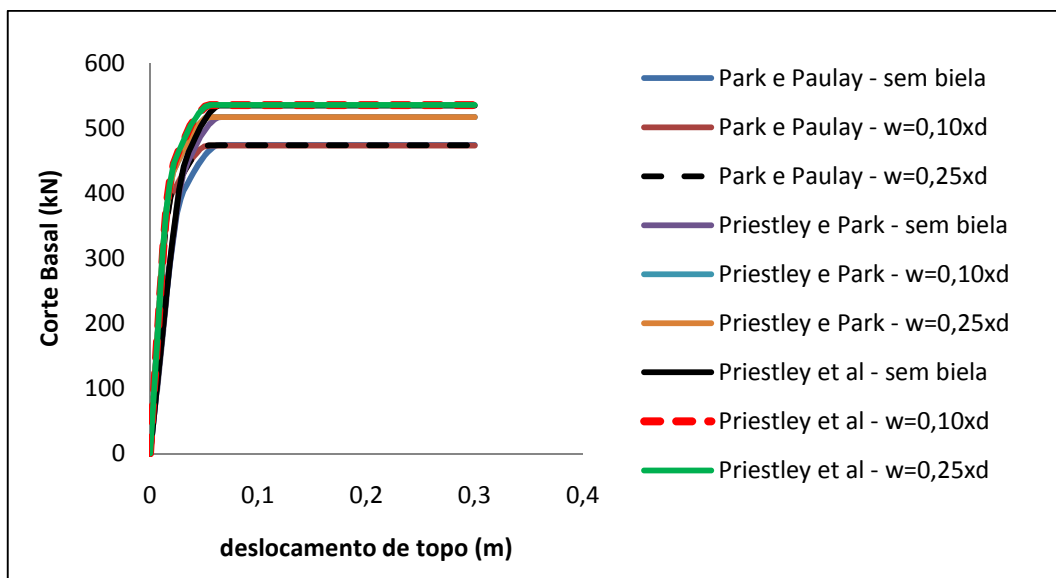


Figura 64 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição uniforme, referente ao caso 1 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

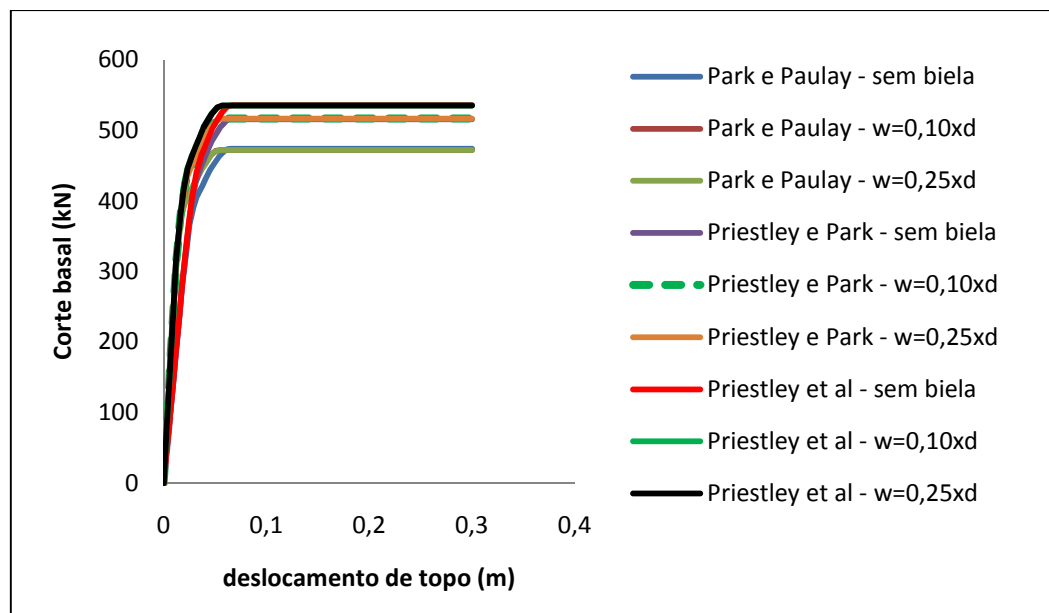


Figura 65 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição modal, referente ao caso 1 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

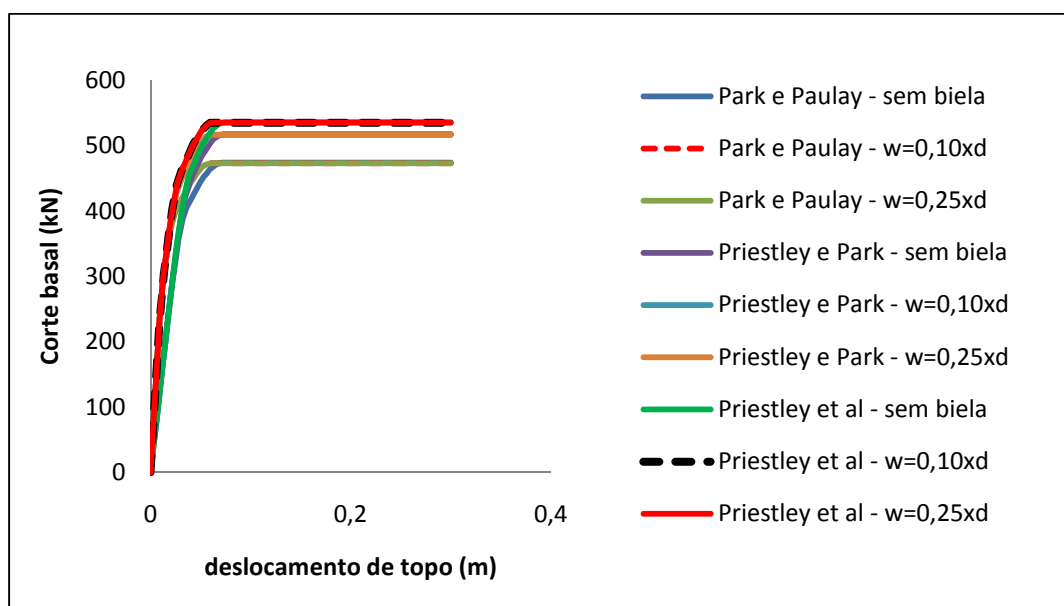


Figura 66 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição triangular, referente ao caso 1 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

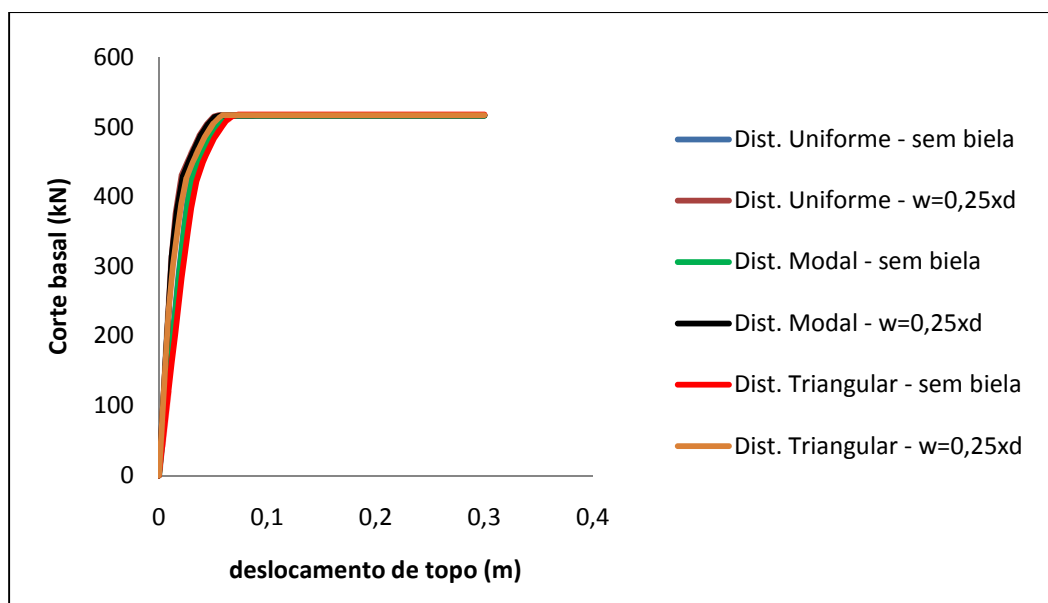


Figura 67 – Curvas de capacidade correspondentes à proposta efectuada por Priestley e Park (1984), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 1)

Na Figura seguinte apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 1 da etapa 4 com auxílio do software SeismoStruct (2006).

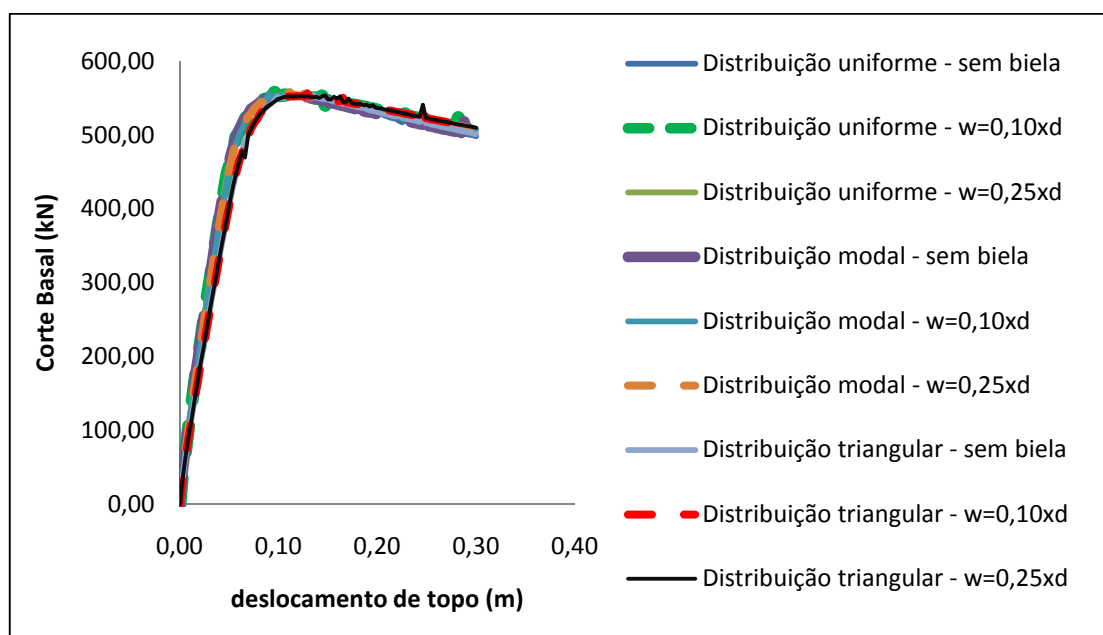


Figura 68 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software SeismoStruct (2006), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 1)

Na Figura seguinte apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 1 da etapa 4 com auxílio do software MIDAS/CIVIL (2005).

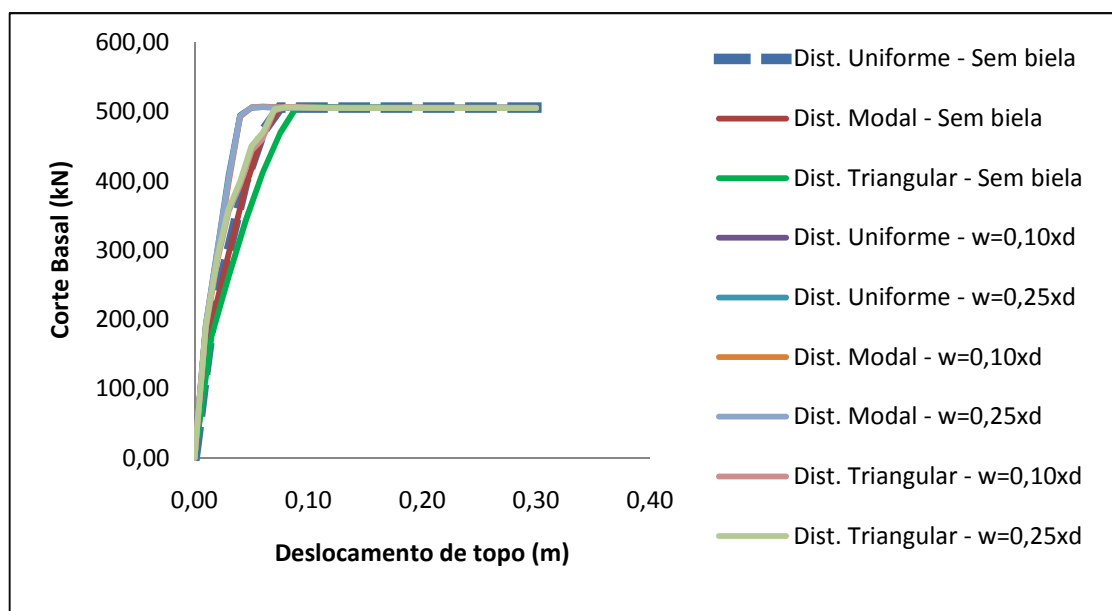


Figura 69 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software MIDAS/CIVIL (2005), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 1)

Nas Figuras seguintes apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 2 da etapa 4 com auxílio do SAP 2000 (2005).

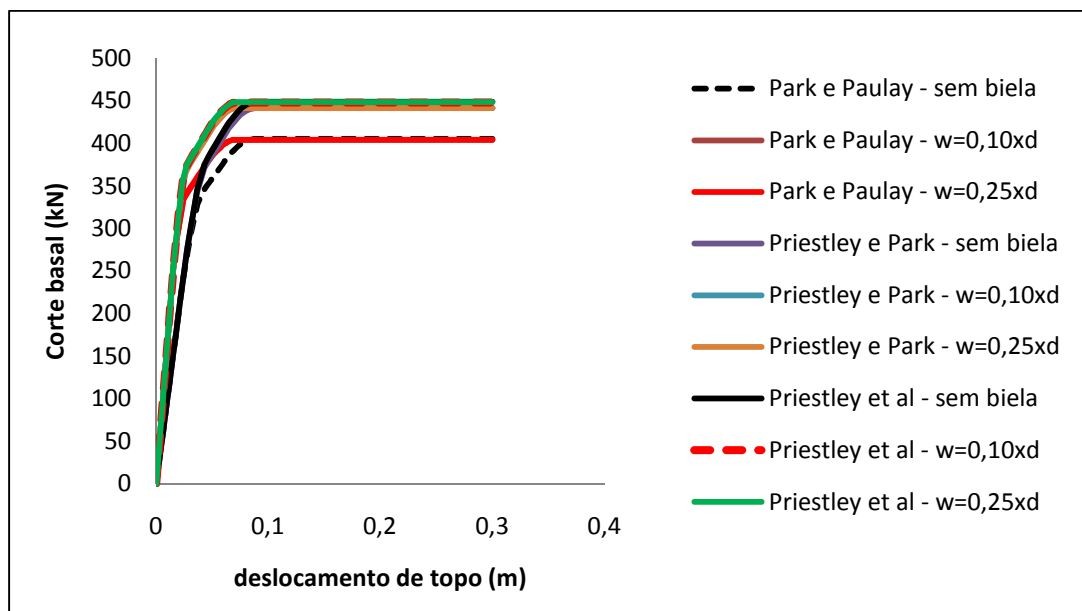


Figura 70 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição uniforme, referente ao caso 2 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

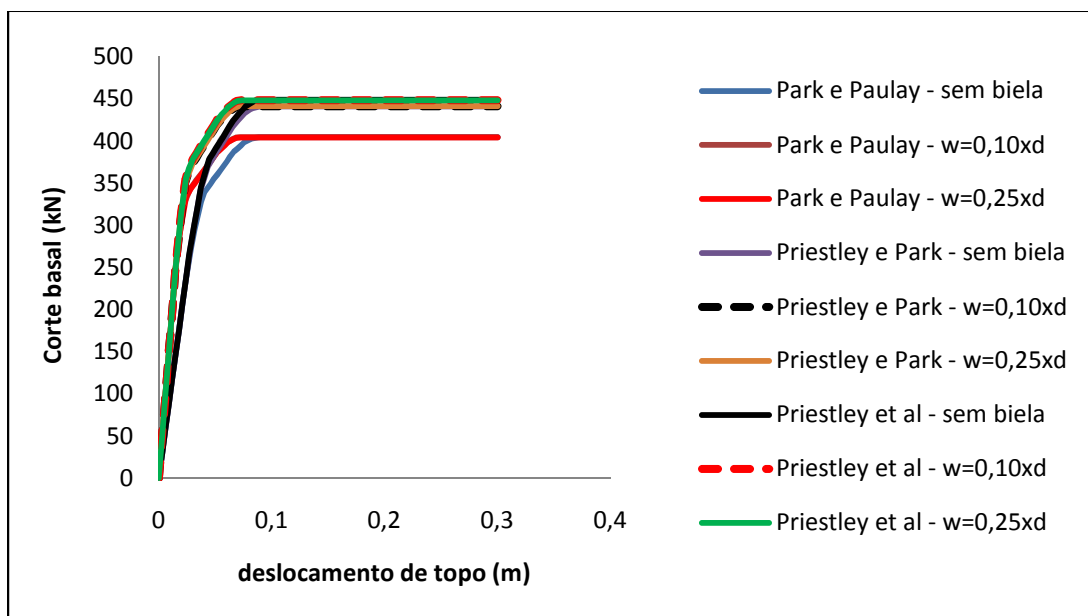


Figura 71 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição modal, referente ao caso 2 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

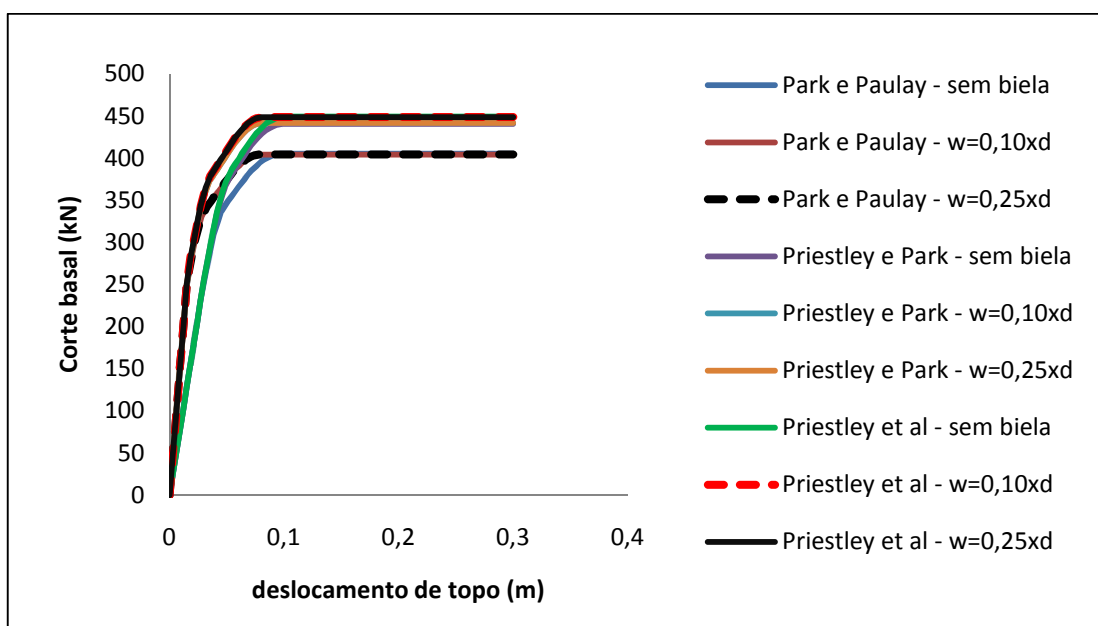


Figura 72 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição triangular, referente ao caso 2 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

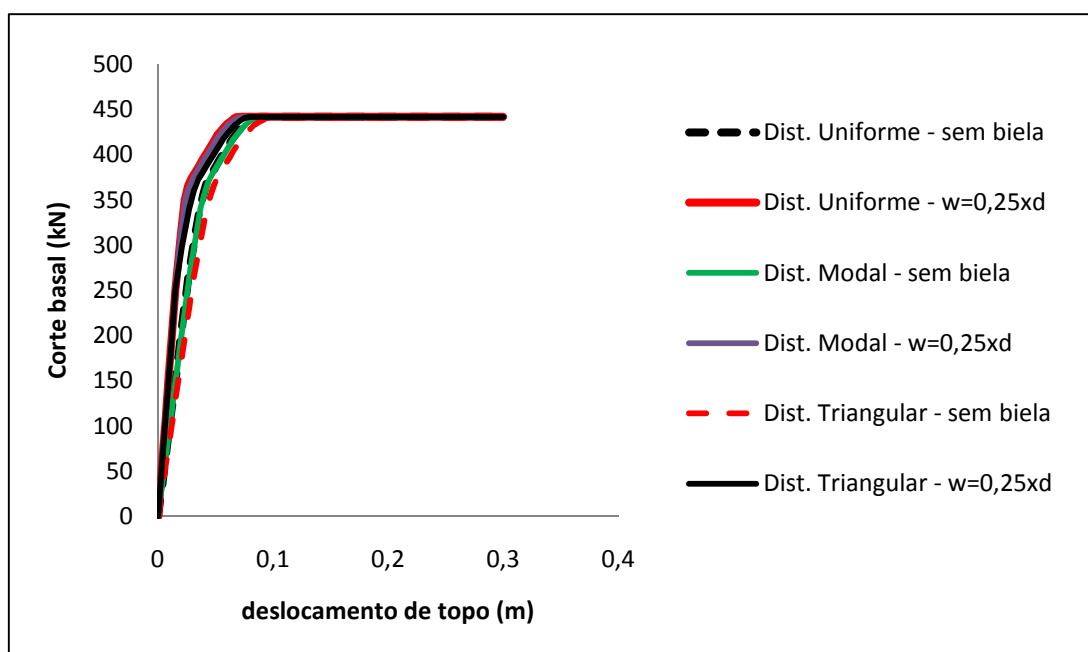


Figura 73 – Curvas de capacidade correspondentes à proposta efectuada por Priestley e Park (1984), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 2)

Na Figura seguinte apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 2 da etapa 4 com auxílio do SeismoStruct (2006).

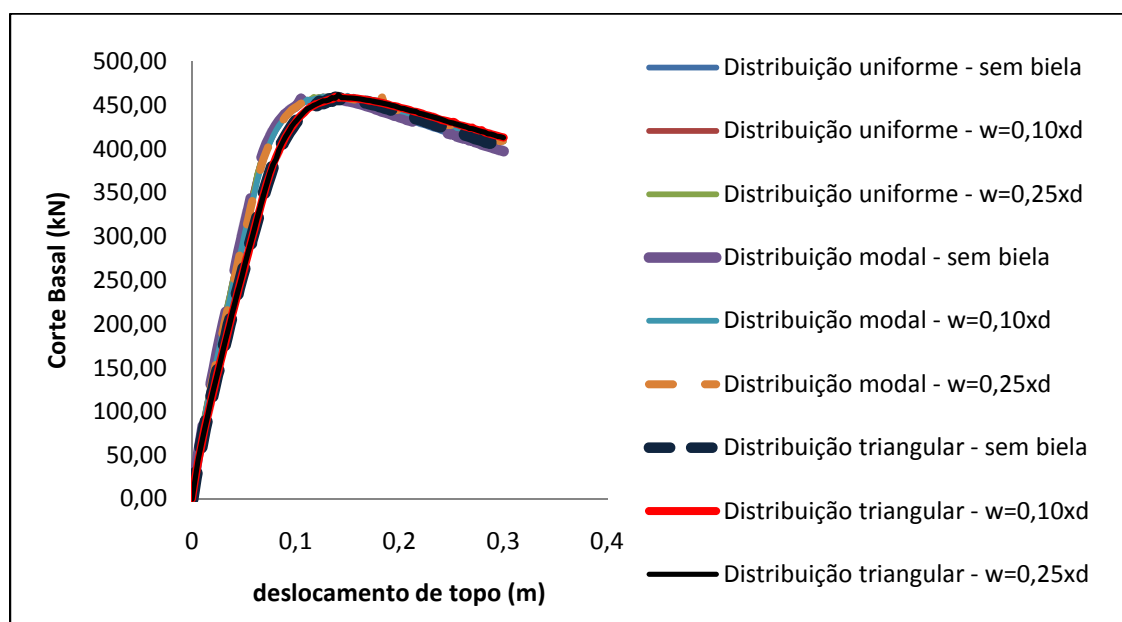


Figura 74 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software SeismoStruct (2006), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 2)

Na Figura seguinte apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 2 da etapa 4 com auxílio do software MIDAS/CIVIL (2005).

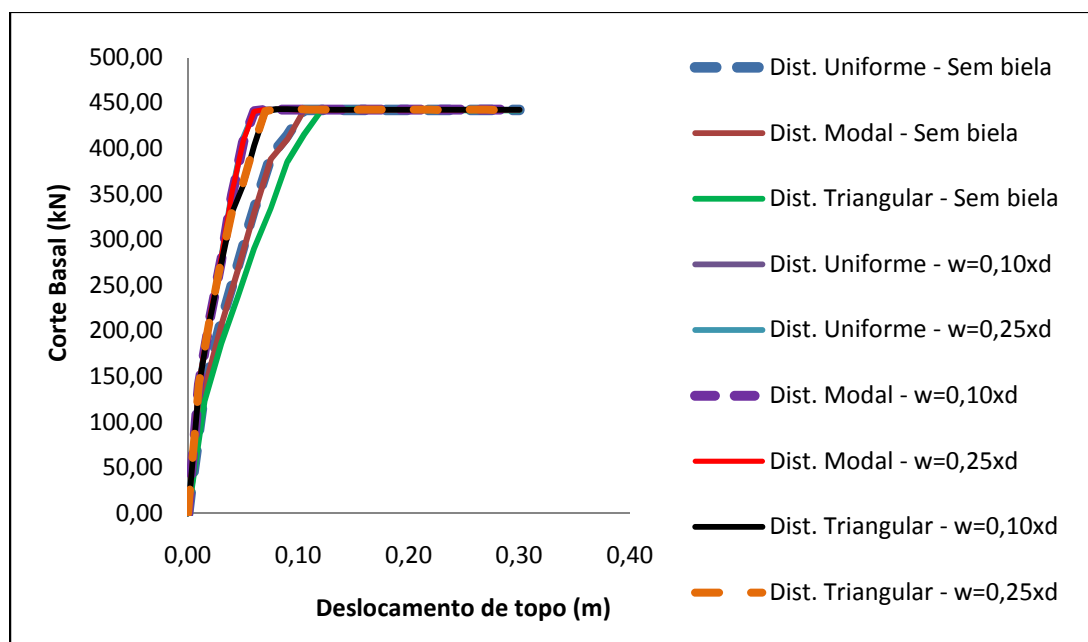


Figura 75 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software MIDAS/CIVIL (2005), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 2)

Nas Figuras seguintes apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 3 da etapa 4 com auxílio do SAP 2000 (2005).

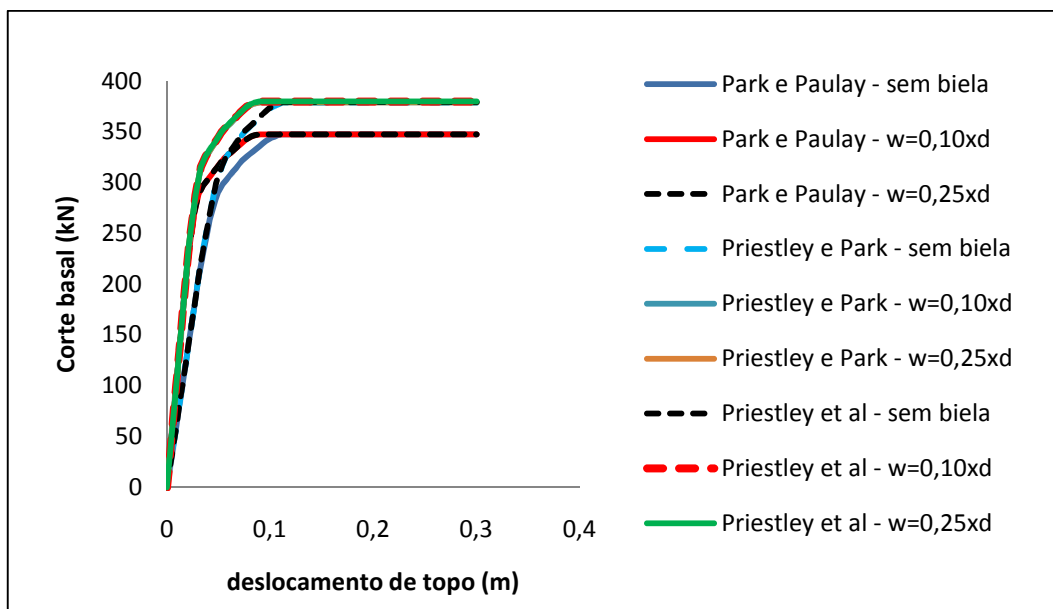


Figura 76 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição uniforme, referente ao caso 3 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

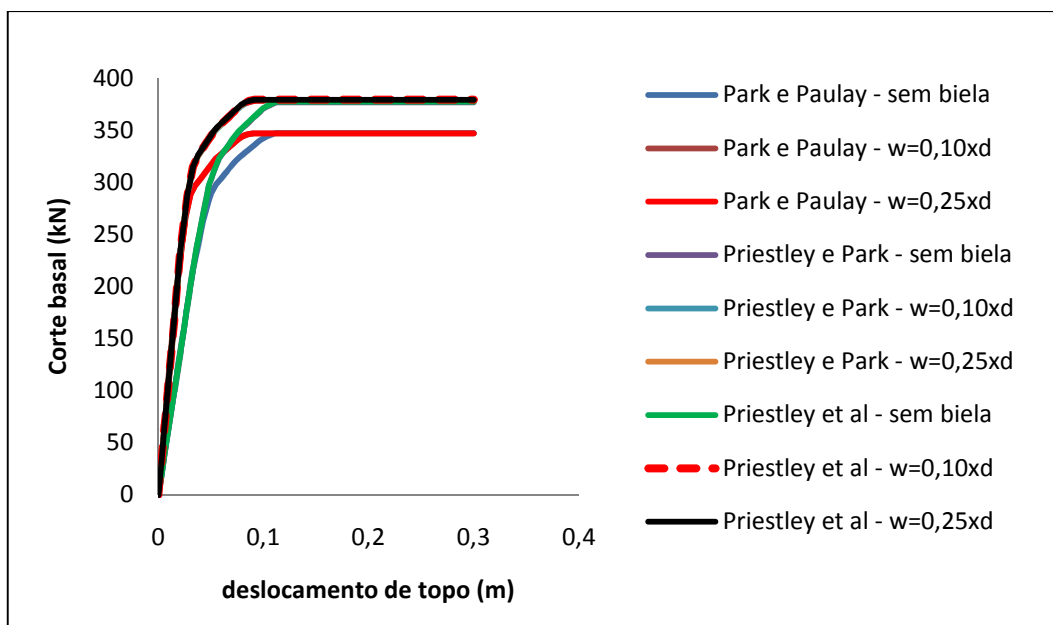


Figura 77 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição modal, referente ao caso 3 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

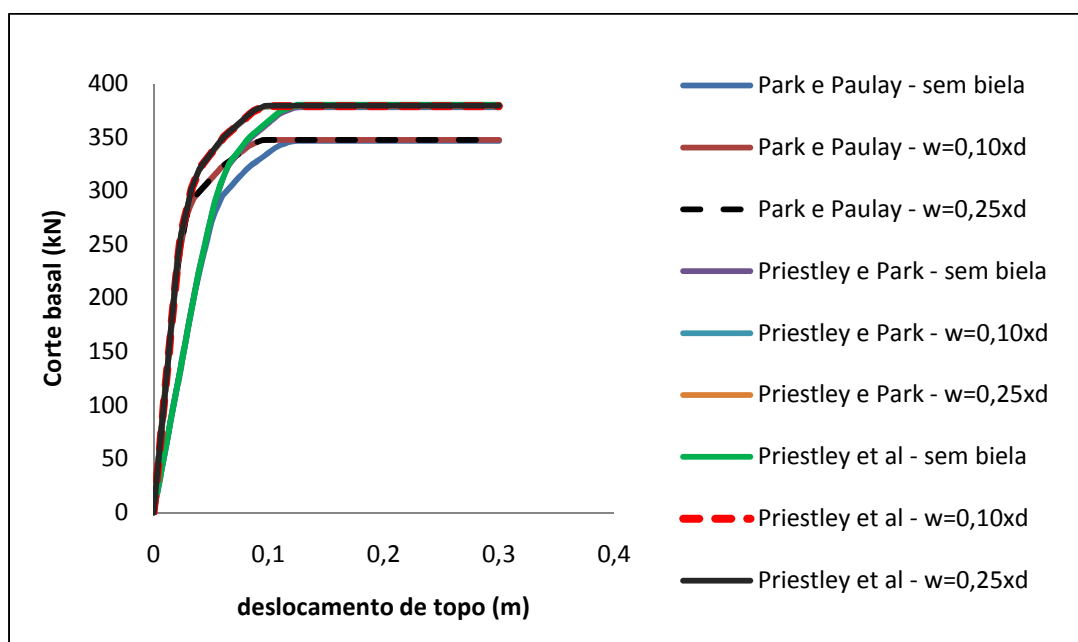


Figura 78 – Curvas de capacidade correspondentes à distribuição triangular, referente ao caso 3 da etapa 4, com auxílio do programa SAP 2000 (2005)

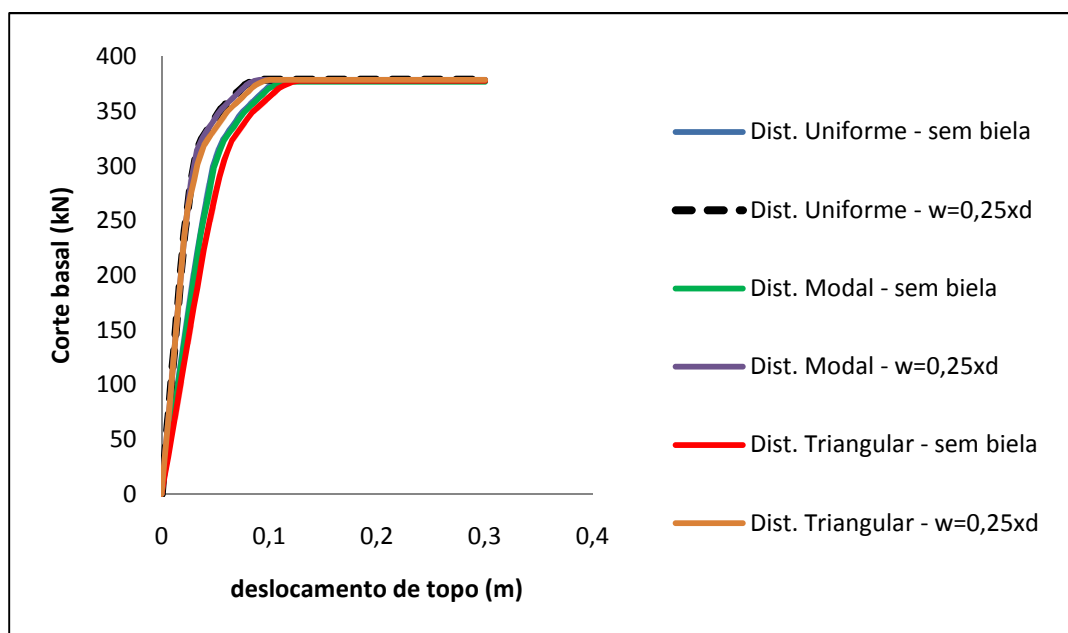


Figura 79 – Curvas de capacidade correspondentes à proposta efectuada por Priestley e Park (1984), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 3)

Na Figura seguinte apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 3 da etapa 4 com auxílio do software SeismoStruct (2006).

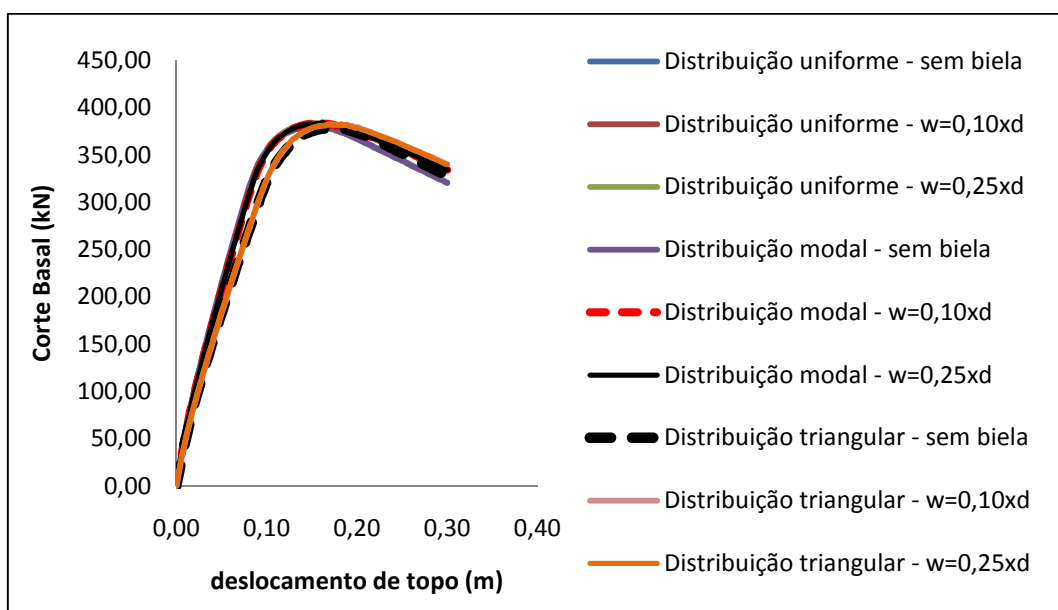


Figura 80 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software SeismoStruct (2006), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 3)

Nas Figuras seguintes apresentam-se as curvas de capacidade basal referentes ao caso 3 da etapa 4 com auxílio do software MIDAS/CIVIL (2005).

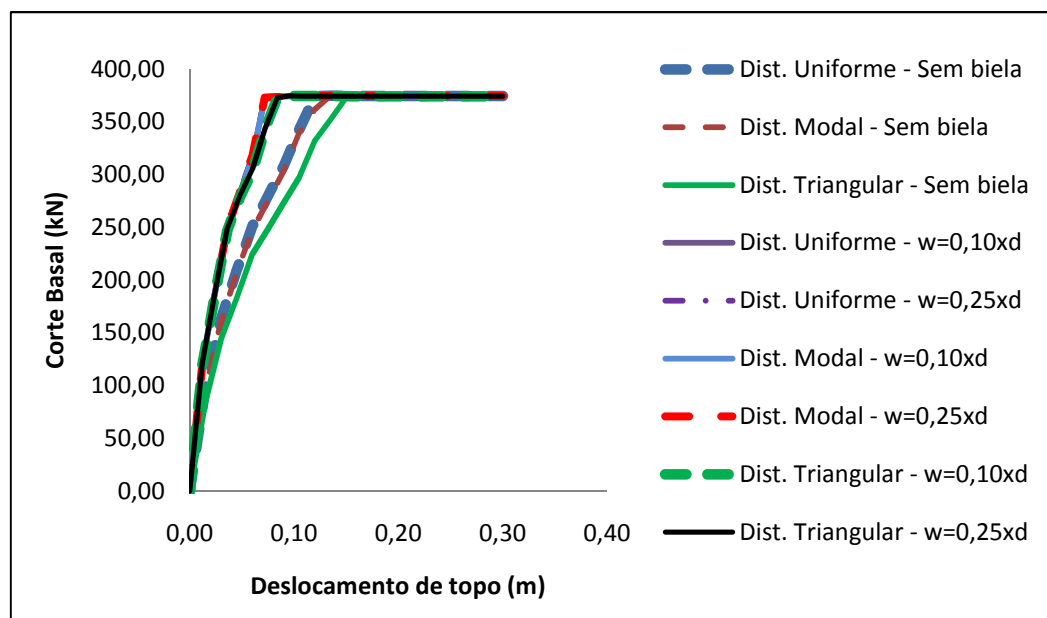


Figura 81 – Curvas de capacidade obtidas com auxílio do software MIDAS/CIVIL (2005), correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Etapa 4 – Caso 3)

Seguidamente, tal como procedido para a etapa anterior da análise, representa-se a envolvente de curvas “pushover” obtidas nas mesmas condições da etapa anterior.

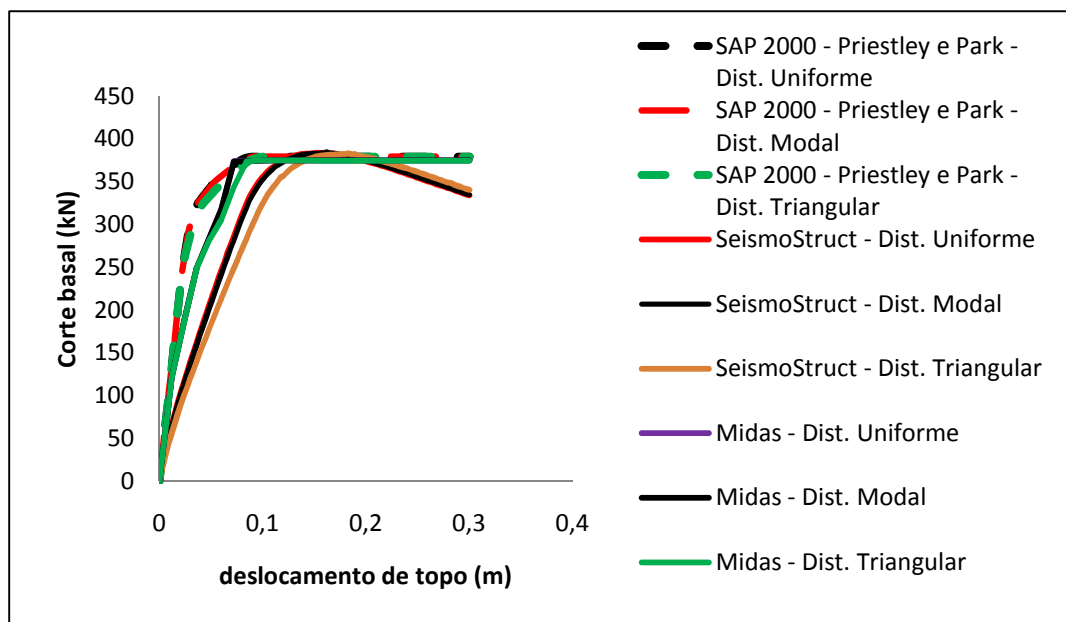


Figura 82 – Curvas de capacidade obtidas pelos três programas, correspondentes às várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Caso 3)

Tal como procedido para a etapa anterior, apresentam-se de seguida a variação do corte basal máximo na estrutura, o gráfico deslocamento de topo versus factor de carga e por último os deslocamentos relativos entre pisos.

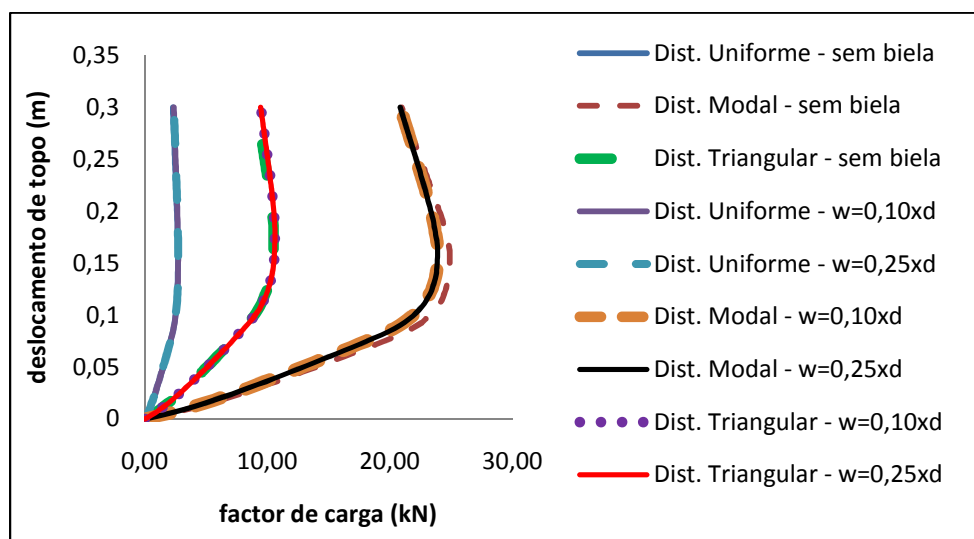


Figura 83 – Deslocamento de topo versus factor de carga

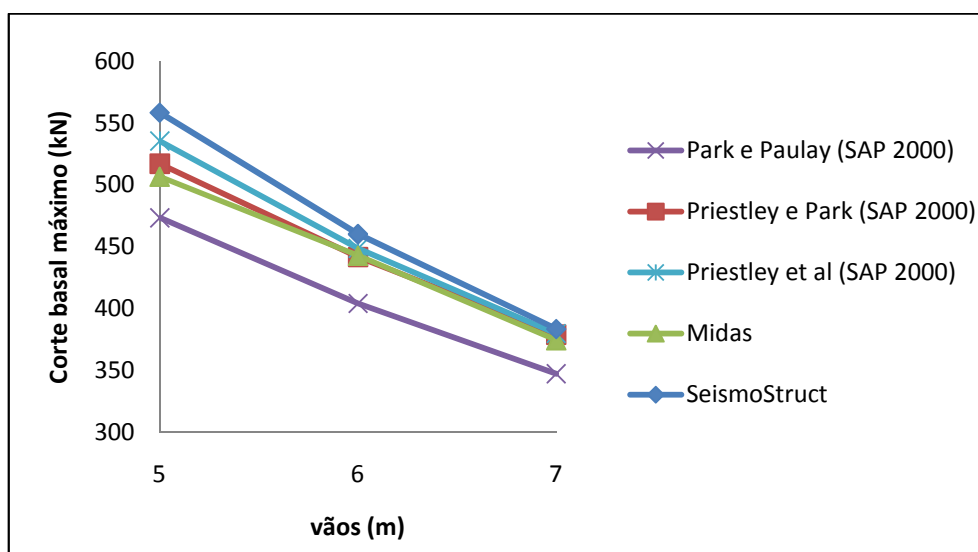


Figura 84 – Variação do corte basal máximo da estrutura referente à distribuição uniforme de cargas em altura e para a hipótese de largura de biela igual a 25% do comprimento diagonal (Etapa 4)

Quadro 15 – Drifts correspondentes à proposta conjunta de Priestley et al (1996) de acordo com o software SAP 2000 (2005), para as várias hipóteses de distribuição de carga (Caso 3 - Etapa 4)

Drifts - Caso 3			
Distribuição uniforme			
Pisos	Priestley et al		
	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C – 1º Piso	0,2782	0,2990	0,2989
1º Piso – 2º Piso	0,0218	0,0010	0,0011
Distribuição modal			
Pisos	Priestley et al		
	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C – 1º Piso	0,2771	0,2961	0,2979
1º Piso – 2º Piso	0,0229	0,0027	0,0021
Distribuição triangular			
Pisos	Priestley et al		
	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C – 1º Piso	0,2675	0,2903	0,2903
1º Piso – 2º Piso	0,0325	0,0097	0,0097

Quadro 16 – Drifts obtidos pelo programa SeismoStruct (2006), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Caso 3 – Etapa 4)

Drifts - Caso 3			
Distribuição uniforme			
Pisos	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C -1º Piso	0,12442	0,12509	0,12545
1º Piso – 2º Piso	0,03817	0,03749	0,03712
Distribuição modal			
Pisos	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C -1º Piso	0,12532	0,12613	0,12649
1º Piso – 2º Piso	0,04031	0,03948	0,03912
Distribuição triangular			
Pisos	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C -1º Piso	0,1284	0,12345	0,12385
1º Piso – 2º Piso	0,05538	0,05432	0,05391

Quadro 17 – Drifts obtidos pelo programa MIDAS/CIVIL (2005), para as várias hipóteses de distribuição de carga em altura (Caso 3 – Etapa 4)

Drifts - Caso 3			
Distribuição uniforme			
Pisos	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C -1º Piso	0,260	0,296	0,297
1º Piso – 2º Piso	0,040	0,004	0,003
Distribuição modal			
Pisos	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C -1º Piso	0,258	0,295	0,295
1º Piso – 2º Piso	0,042	0,005	0,005
Distribuição triangular			
Pisos	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd
R/C -1º Piso	0,237	0,285	0,287
1º Piso – 2º Piso	0,063	0,015	0,013

Apresentados todos os gráficos e tabelas, é necessário proceder-se à elaboração das respectivas conclusões.

Em primeiro lugar, tal como verificado para todas as etapas anteriores, há uma clara diminuição do corte basal máximo da estrutura, com uma quebra de 17,5% entre dois primeiros casos do estudo paramétrico e 16,7% entre os dois últimos casos do mesmo.

No que diz respeito à influência dos painéis de alvenaria sobre o desempenho estrutural do pórtico, após aprofundada análise sobre os gráficos obtidos, verifica-se que as larguras de biela praticamente não exercem qualquer diferença sensível sobre a resposta estrutural do pórtico. Contudo, considerando as hipóteses de ausência da biela e uma biela de espessura igual a 25% do comprimento diagonal, há uma certa diferença no que diz respeito às curvas, com o ramo ascendente ligeiramente diferente, exactamente como verificado na etapa anterior. Observando-se seguidamente as curvas obtidas pelos programas MIDAS/CIVIL (2005) e SeismoStruct (2006), a mesma conclusão pensada na etapa anterior deve ser seguida. Há ainda que realçar o facto de a cedência do material ocorrer mais cedo tendo em conta o programa SAP 2000 (2005), no qual o regime elasto-plástico ocorre de forma precoce relativamente ao programa SeismoStruct (2006).

No âmbito das distribuições de carga em altura, verifica-se que quando a análise é auxiliada pelo programa MIDAS/CIVIL (2005), existe um maior desfasamento entre as curvas, concluindo-se que existe de certa forma uma maior variabilidade paramétrica.

De acordo com os valores tabelados referentes aos deslocamentos relativos inter-pisos, realça-se que relativamente à etapa anterior da análise, ocorreu uma redução do valor dos mesmos entre os dois últimos pisos (1º - 2º Pisos), havendo uma maior proximidade de valores para as distribuições modal e triangular, relativamente ao programa MIDAS/CIVIL (2005). Por outro lado, aquando da utilização dos restantes programas, existe claramente uma maior convergência de valores entre as distribuições uniforme e modal.

No âmbito do programa SeismoStruct (2006), concretizou-se a oportunidade de testar a mesma estrutura numa versão mais recente e completa do programa, a versão 4.0.9 Build 3206, fornecida por Rui Pinho. Assim sendo, exclusivamente para o caso 3 da etapa 4, foram realizadas as mesmas análises, sendo o objectivo principal testar a estrutura na versão mencionada atrás e posteriormente comparar os valores obtidos, quer para as curvas de capacidade, quer igualmente para os valores dos drifts. Na análise efectuada tomou-se apenas como padrão a distribuição de carga uniforme. Apresentam-se abaixo não só o gráfico de comparação das curvas “pushover” por utilização das duas versões do software, como também os dados tabelados referentes aos deslocamentos relativos entre pisos da estrutura.

Pela análise da Figura 85, verifica-se que o ramo ascendente das curvas de capacidade mudaram de inclinação aquando da utilização da nova versão, ou seja, para um mesmo deslocamento de topo da estrutura, há um maior corte basal na estrutura. Pela inclinação das curvas de capacidade pode concluir-se que a segunda versão do software acaba por caracterizar as estruturas com uma maior rigidez inicial relativamente a versões anteriores. No entanto, ambas as versões parecem tender para um mesmo valor máximo de corte basal.

Relativamente aos drifts obtidos, patentes no Quadro 18, a maior variação registada vai para o drift existente entre o primeiro e segundo pisos, havendo uma clara diminuição do valor dos deslocamentos relativos, que passam a assumir valores da ordem de grandeza imediatamente inferior à já observada. Dos novos valores conservativos que foram introduzidos e melhorados, é de realçar um parâmetro que se revelou fulcral para a convergência de valores aquando do decorrer da análise “pushover” realizada.

Trata-se da proporção à rigidez associada ao corte (‘Proportion to stiffness assigned to shear’), parâmetro de entrada na definição dos modelos de comportamento dos painéis de alvenaria. Na versão 4.0.3, o valor recomendado para o parâmetro é 60%, inserindo-se no intervalo proposto entre 50% e 75%. No entanto, na versão recente utilizada o valor proposto como padrão é de apenas 20%, o que permite realizar a análise de forma efectivamente convergente.

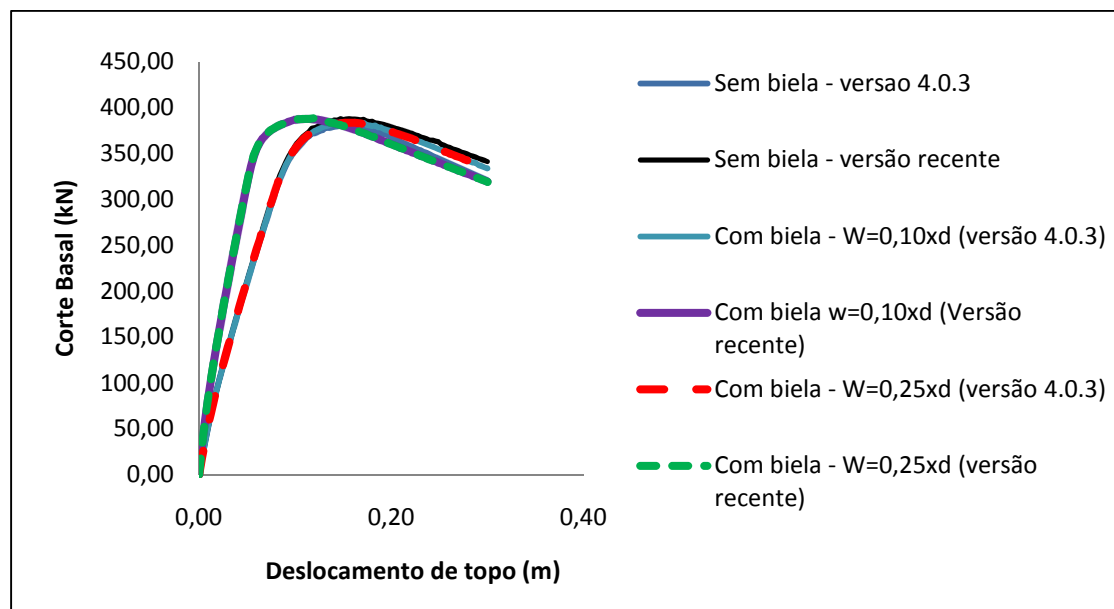


Figura 85 – Curvas de capacidade obtidas pelas duas versões consideradas

Quadro 18 - Drifts obtidos para análise comparativa

Drifts - Versão 4.0.3				
Caso 3				
Distribuição uniforme				
Pisos	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd	
0-1	0,12442	0,12509	0,12545	
1-2.	0,03817	0,03749	0,03712	
Drifts - Versão 4.0.9 Build 3206				
Caso 3				
Distribuição uniforme				
Pisos	Sem biela	W=0,10xd	W=0,25xd	
0-1	0,12548	0,1101	0,11036	
1-2.	0,03708	10,3E-04	6,80E-04	

3.8.7. FORMAÇÃO DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Apresentam-se de seguida, para as quatro etapas delineadas, e tendo exclusivamente presente o último caso do estudo paramétrico, as deformações associadas à estrutura ao nível da formação de rótulas plásticas, relativamente ao último ‘step’ da análise “pushover”, isto é, o mecanismo de colapso que se forma aquando do término da análise. Todas as representações gráficas foram obtidas com base no programa SAP 2000, para a proposta conjunta de Priestley e Park (1984).

Como se pode logicamente visualizar, nas duas primeiras etapas da análise, verifica-se a formação de rótulas plásticas concentradas ao nível da extremidade dos pilares, pois as mesmas possuem uma resistência inferior à da viga. No que diz respeito às duas últimas etapas, para as estruturas de 2 GL, com forma irregular e regular em altura, respectivamente, ocorre a formação do mecanismo de colapso conhecido como “soft-storey” ou mecanismo de piso fraco, com formação de rótulas plásticas ao nível dos pilares do primeiro piso de ambas as estruturas.

No presente caso de estudo, tratando-se de um edifício de escritórios, como já mencionado em capítulos anteriores, no R/C do mesmo não existem quaisquer paredes de alvenaria, pelo que a totalidade da fachada é composta pelos elementos estruturais e separados por envidraçados. Desse modo, há uma maior concentração de rigidez nos pisos superiores comparativamente ao R/C, pelo que os pisos superiores movem-se em conjunto como um bloco único, enquanto os deslocamentos horizontais são mais acentuados no piso fraco. Aí a resistência é de facto consideravelmente menor. Em edifícios regulares em altura, como o caso da etapa 3, este mecanismo e todos os seus aspectos condicionantes são efectivamente mais gravosos.

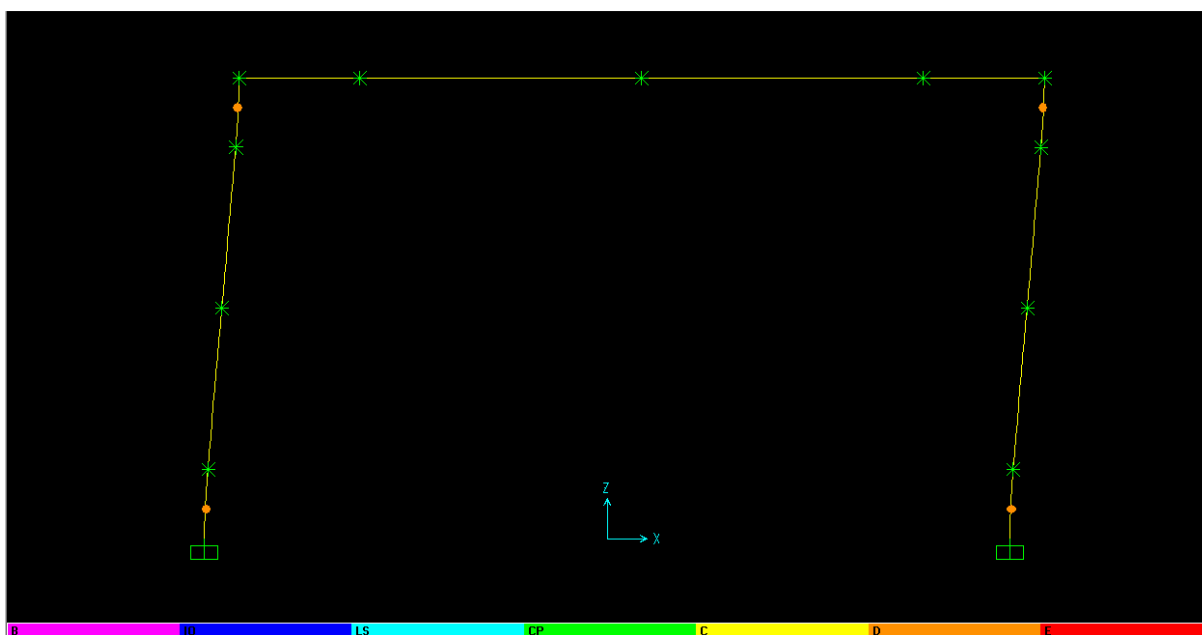


Figura 86 – Mecanismo resultante da análise “pushover” relativo à etapa 1

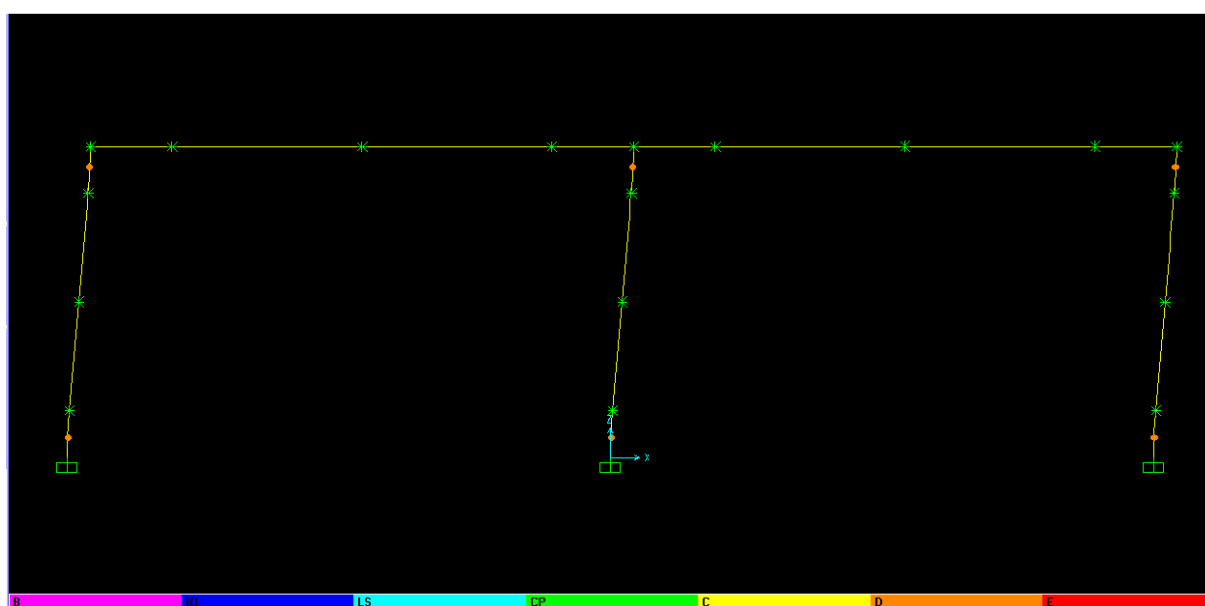


Figura 87 – Mecanismo resultante da análise “pushover” relativo à etapa 2

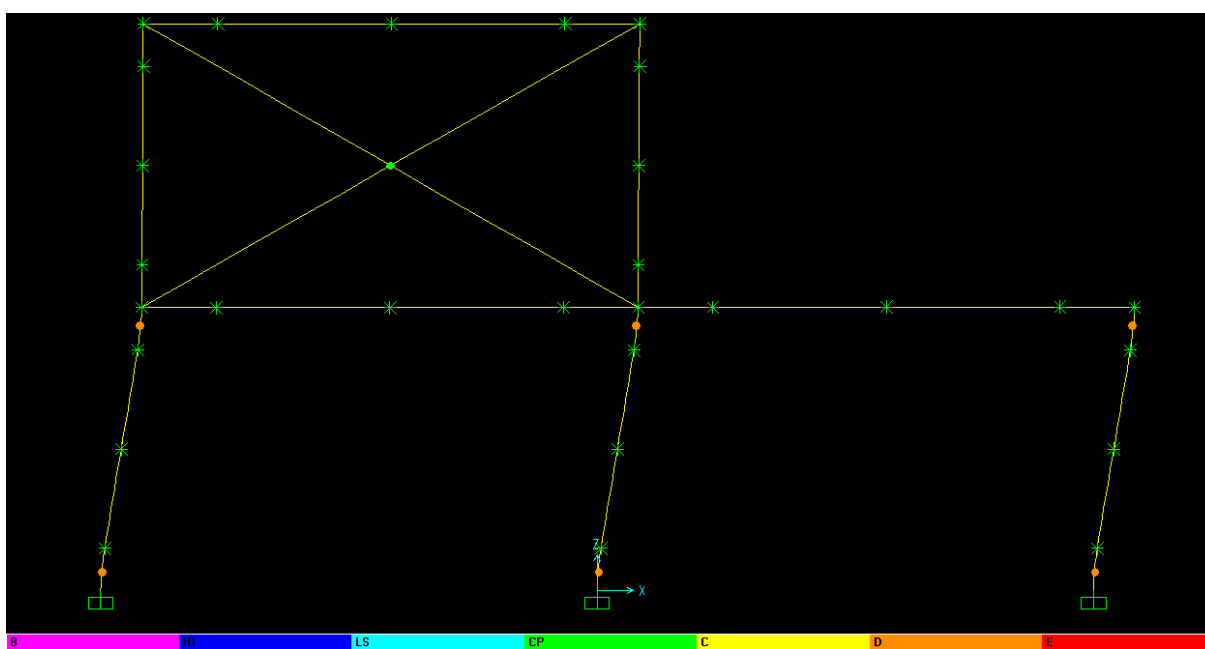


Figura 88 - Mecanismo resultante da análise “pushover” relativo à etapa 3

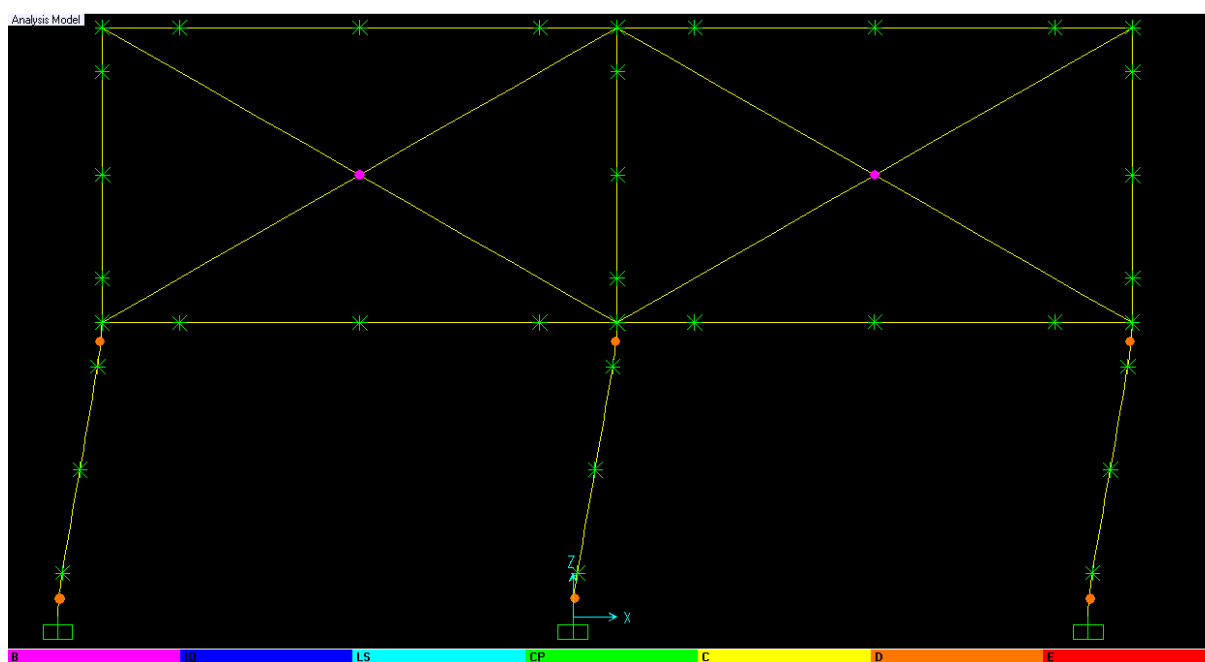


Figura 89 - Mecanismo resultante da análise “pushover” relativo à etapa 4

4

APLICAÇÃO DO MÉTODO N2

4.1. APLICAÇÃO PRÁTICA DO MÉTODO N2

Nesta secção aplica-se, passo a passo, o método N2 ao pórtico de escritórios estudado na presente dissertação, estando o método pormenorizadamente desenvolvido e exposto no capítulo anterior. As curvas adoptadas para a aplicação do método consistem nas obtidas para a última etapa da análise “pushover”, para o último caso do estudo paramétrico, utilizando-se para tal efeito apenas as curvas de capacidade referentes à proposta conjunta de Priestley e Park (1984), com base no software SAP 2000 (2005). Tendo em conta a participação dos painéis de alvenaria, apenas se considera o caso da largura de biela para 25% do comprimento diagonal do painel. Depois de obtido o deslocamento de topo para o sistema estrutural de n GL, serão feitos alguns comentários relativamente às possíveis aplicações práticas do método proposto por Fajfar e Fishinger (1988) no âmbito das análises estáticas não lineares, e recentemente também aplicado por César e Barros (2007, 2009) no âmbito de estruturas de edifícios metálicos elevados sem e com contraventamento. Por fim, apresentam alguns resultados finais da análise, tais como, a título de exemplo, as curvas de capacidade basal em função do deslocamento inter-pisos (%), os esforços máximos actuantes na estrutura, bem como os deslocamentos inter-pisos máximos verificados.

Passo 1 – Definição da acção sísmica

A acção sísmica é definida a partir do espectro de resposta do EC 8 para um solo do tipo D, para um coeficiente de amortecimento de 5% e uma aceleração de pico de 0,30g, no formato ADRS. Mais adiante é explicado o porquê da consideração de um solo do tipo D para o presente estudo.

A EN1998-1 apresenta duas configurações espectrais recomendadas para situações de diferente sismogénese. De facto, a EN 1998-1 apresenta dois tipos de acção sísmica, uma para situações em que o evento sísmico condicionante tenha Magnitude superior a 5,5 (espectro Tipo 1) e outra para situações em que o evento sísmico condicionante tenha Magnitude inferior a 5,5 (espectro Tipo 2). Este conceito é próximo do que temos no RSA (1983) mas não exactamente o mesmo. Assim, ao espectro Tipo 1 da EN 1998-1 associa-se o cenário de sismo afastado (interplacas) na NP EN 1998-1, enquanto ao espectro Tipo 2 da EN 1998-1 se associa o cenário de sismo próximo (intraplaca) na NP EN 1998-1.

Embora a EN1998-1 preveja que, para cada local, as Autoridades Nacionais deverão escolher, de entre as duas alternativas de configuração espectral a que melhor representa a acção sísmica relevante para o local, admite também que se possa adoptar dois espectros para um mesmo local, situação idêntica à que vigora actualmente no RSA (1983). Esta possibilidade foi adoptada na NP EN 1998-1.

Na EN 1998-1 o movimento sísmico horizontal num dado ponto da superfície é representado por um espectro de resposta elástico da aceleração, designado por “espectro de resposta elástico”, definido pelas seguintes expressões:

Quadro 19 – Acelerações espectrais

$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$	Para: $0 \leq T \leq T_B$
$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$	Para: $T_B \leq T \leq T_C$
$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$	Para: $T_C \leq T \leq T_D$
$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$	Para: $T_D \leq T \leq 4s$

em que:

$S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico;

T é o período de vibração dum sistema de um grau de liberdade;

a_g é a aceleração de projecto em rocha (terreno tipo A) $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$

T_B é o limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_C é o limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D é o valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;

S é o factor de terreno;

η é o factor de correcção do amortecimento (com um valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento).

Para atender ao efeito das características do terreno na acção sísmica á superfície, a EN1998-1 apresenta 5 tipos de condições de terreno. Em comparação com a versão ENV do EC 8 a EN 1998-1 passa a distinguir-se entre rocha (terreno Tipo A) e terrenos rijos (terreno Tipo B), o que na ENV era considerado em conjunto. Os terrenos Tipo C e D correspondem a solos médios e brandos. Por outro lado passa também a considerar-se situações de formações brandas de pequena espessura (5 a 20m) sobre formações rochosas ou quase rochosas com grande contraste de rigidez (terreno Tipo E). A partir da diferenciação dos valores dos parâmetros definidores dos espectros (S , T_B , T_C e T_D) é possível incorporar o efeito dos terrenos na acção sísmica de projecto. Os valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos da NP EN 1998-1 para os vários tipos de terreno encontram-se apresentados abaixo:

Quadro 20 – Dados relativos ao solo

Tipo de solo	Acção sísmica tipo I				Acção sísmica tipo II			
	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,00	0,15	0,40	2,00	1,00	0,05	0,25	1,20
B	1,20	0,15	0,50	2,00	1,35	0,05	0,25	1,20
C	1,15	0,20	0,60	2,00	1,50	0,10	0,25	1,20
D	1,35	0,20	0,80	2,00	1,80	0,10	0,30	1,20
E	1,40	0,15	0,50	2,00	1,60	0,05	0,25	1,20

Com base nos valores apresentados acima, procedeu-se à elaboração das curvas espectrais. Tendo em conta os dois tipos de acção sísmica definidos e todos os possíveis tipos de solo, no presente trabalho optou-se exclusivamente por uma acção sísmica tipo I e um solo tipo D, pois este último parece ser de facto o caso mais gravoso na obtenção do deslocamento de topo da estrutura, possuindo um patamar entre os períodos T_B e T_C relativamente longo.

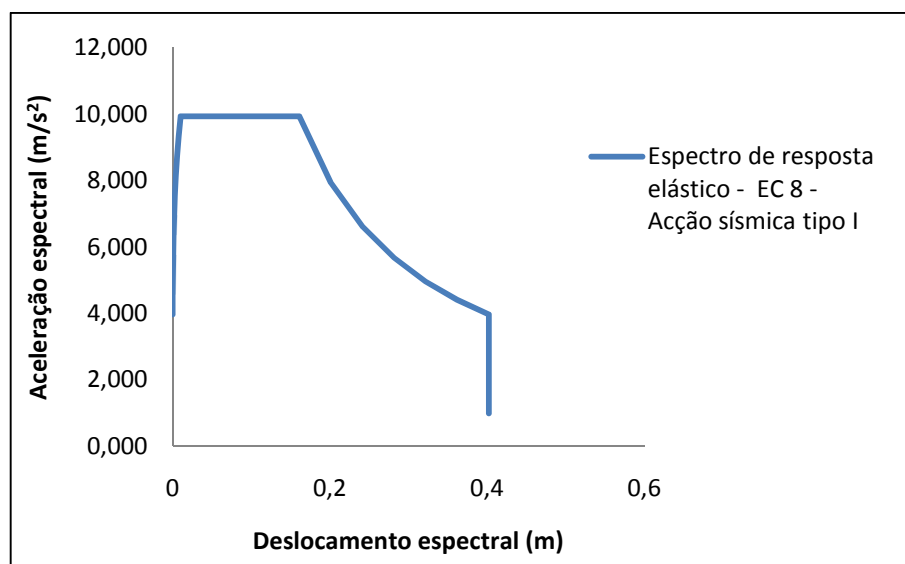


Figura 90 – Espectro de resposta elástico adoptado – EC 8

Passo 2 – Curvas de capacidade consideradas

As curvas de capacidade tomadas em consideração, tal como enunciado inicialmente neste capítulo, consistem nas curvas obtidas pelo software SAP 2000 (2005), baseadas na proposta conjunta de Priestley e Park (1984). Como apenas se pretender fazer uma breve aplicação do método, não serão

abordados os restantes programas utilizados atrás. Assim sendo, são adoptadas as três distribuições de carga em altura específicas também em capítulos anteriores, sendo nomeadamente a uniforme, modal e triangular. As curvas correspondem então a um sistema estrutural de n GL.

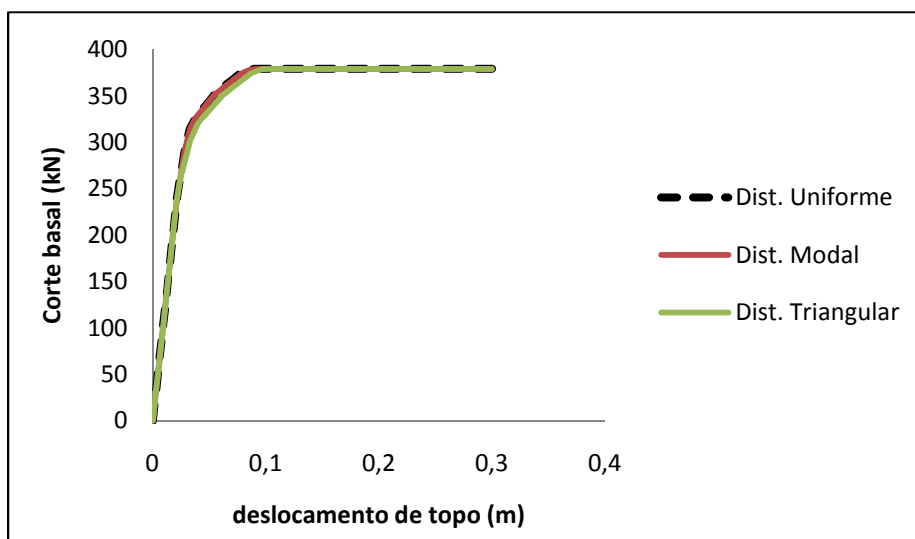


Figura 91 – Curvas de capacidade resistente para um sistema de n GL

Passo 3 – Sistema de 1 GL equivalente

A transformação da resposta da estrutura, um sistema de n GL, para um sistema de 1 GL equivalente, é feita a partir do factor de transformação Γ . No método N2, o modo normalmente escolhido é o primeiro, e portanto, é então necessário normaliza-lo de modo que o deslocamento correspondente ao nó de controlo seja unitário.

O primeiro modo de vibração da estrutura assume os seguintes valores normalizados:

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,562 \\ 1,000 \end{bmatrix} \quad (71)$$

O factor de transformação é obtido conforme indicado de seguida:

$$\Gamma = \frac{\begin{bmatrix} M1 & 0 \\ 0 & M2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{12} \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} M1 & 0 \\ 0 & M2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \phi_{11}^2 \\ \phi_{12}^2 \end{bmatrix}} = \frac{\begin{bmatrix} 152,9 & 0 \\ 0 & 126,5 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0,562 \\ 1,000 \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} 152,9 & 0 \\ 0 & 126,5 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0,562^2 \\ 1,000^2 \end{bmatrix}} = 1,215 \quad (72)$$

Com o factor de transformação calculado, quer o esforço transversal na base quer o deslocamento de topo, referentes ao sistema de 1 GL, são obtidos dividindo o esforço transversal basal e o deslocamento

de topo da estrutura por 1,215. Com esta obtenção, definem-se as curvas de capacidade resistente do sistema de 1 GL equivalente. A respectiva representação gráfica é feita na Figura 88.

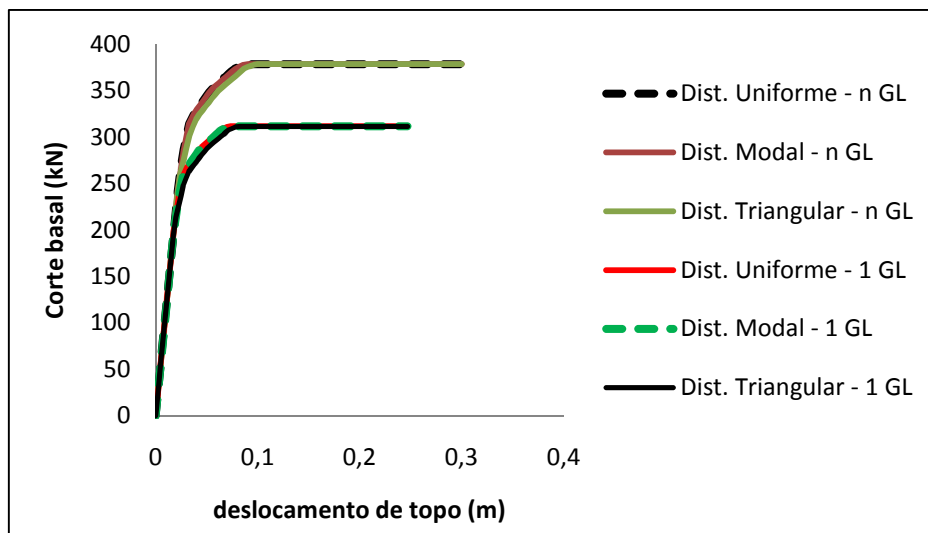


Figura 92 – Curvas de capacidade resistente de n GL e 1 GL equivalente

Passo 4 - Curvas de capacidade resistente bi-lineares

Procede-se seguidamente à definição das curvas de capacidade resistente bi-lineares relativas ao sistema de 1 GL equivalente. Segundo o método N2, e como proposto por Fajfar (1988), esta curva deve ser definida de forma a corresponder a um sistema elasto-plástico perfeito, e que a energia dissipada na deformação em ambas as curvas, do sistema equivalente e da idealização bi-linear, sejam iguais.

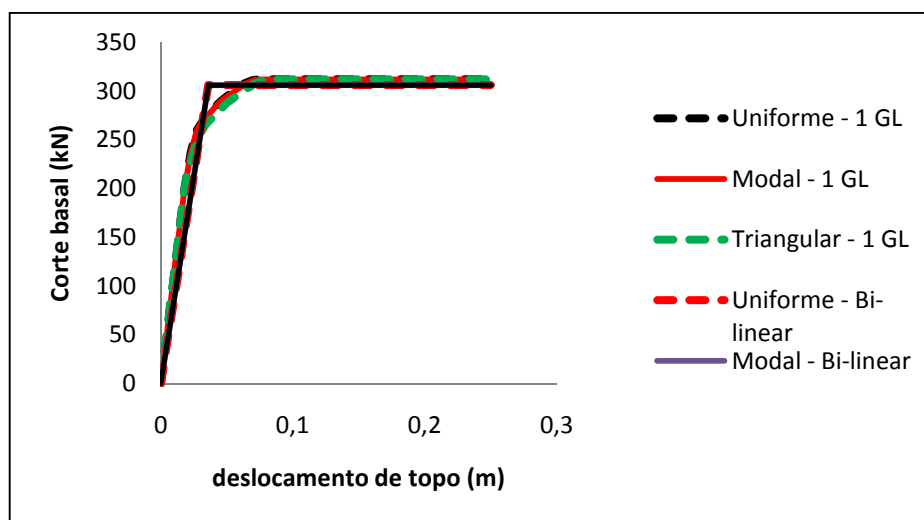


Figura 93 – Curvas de capacidade resistente bi-lineares

Com o sistema bi-linear equivalente definido, pode-se determinar o período equivalente T^* , calculado abaixo:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{212,43 \cdot 0,036}{306}} = 0,993 \text{ s} \quad (73)$$

Passo 5 – Desempenho sísmico do sistema de 1 GL equivalente

A determinação do deslocamento objectivo é feita graficamente, como é visível na Figura 90. Na mesma, encontram-se traçados o espectro de resposta elástico e as curvas de capacidade consideradas para o sistema de 1 GL equivalente bi-linear. O deslocamento objectivo da estrutura de 1 GL equivalente obtém-se prolongando o primeiro segmento de recta até que este encontre o espectro de resposta elástico.

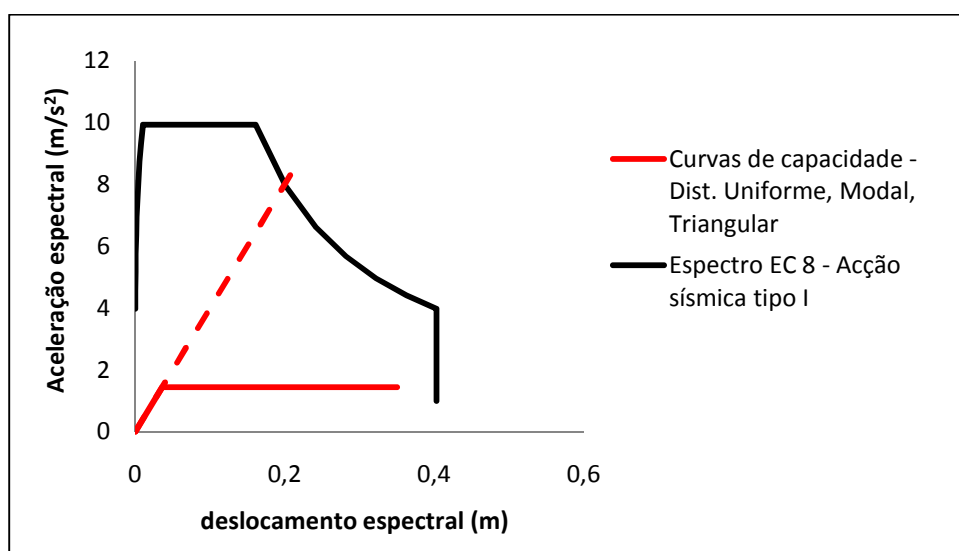


Figura 94 – Determinação do deslocamento objectivo para um evento sísmico tipo I

Para a acção sísmica tipo I considerada, resultou então um deslocamento objectivo d_t^* igual a 0,198 metros. Verifica-se neste caso de forma clara que se trata de períodos médios ou longos pois $T^* > T_c$. Por outro lado, facilmente se analisa também que o deslocamento elástico é igual ao inelástico, uma vez que o período correspondente ao sistema de 1 GL é superior ao período característico do movimento do solo.

Passo 6 – Desempenho sísmico da estrutura de n GL

Obtido o deslocamento objectivo para o sistema anterior, determina-se de forma inversa o deslocamento de topo da estrutura no sistema de n GL, multiplicando o deslocamento pelo factor de transformação. Resulta deste modo o seguinte deslocamento de topo:

$$\Delta_{topo} = \Gamma \times d_t^* = 1,215 \times 0,198 = 0,24 \text{ m} \quad (74)$$

Seguidamente avalia-se o desempenho sísmico estrutural, aumentando progressivamente o carregamento até a estrutura atingir o valor do deslocamento de topo determinado, isto é, até que o ponto de controlo de deslocamentos situado no topo do pórtico apresente um deslocamento de 24 cm. Após ter-se corrido o programa, consegue avaliar-se, mais uma vez, para este nível de solicitação, quais os danos da estrutura e os valores dos deslocamentos totais, deslocamentos inter-pisos e esforços ao nível dos pisos, formação de rótulas plásticas, e os valores das rotações e ductilidades em cada elemento estrutural. Os resultados obtidos podem então ser comparados com os valores de capacidade resistente correspondentes ao nível de desempenho sísmico considerado.

4.2. RESULTADOS FINAIS DO MÉTODO N2

Com base no deslocamento objectivo calculado, correspondente ao sistema de n GL, procedeu-se à realização da etapa final da análise “pushover”. A mesma é baseada na proposta conjunta de Priestley e Park (1975), para uma distribuição uniforme de carga em altura e relativa à estrutura porticada presente no caso 3 da etapa 4. Considera-se somente a hipótese de largura de biela de 25% do comprimento diagonal do painel.

Como resultados finais da aplicação deste método, apresentam-se de seguida as curvas de capacidade basal em função do deslocamento de topo da estrutura e também em função do drift inter-pisos (%), sendo este último calculado como sendo o quociente entre o deslocamento relativo entre os pisos e a altura entre os mesmos. Apresentam-se ainda os esforços actuantes máximos nos elementos estruturais, e com base nisso, são verificadas as secções previamente admitidas em capítulos anteriores, antes de ser efectuada a análise “pushover” propriamente dita.

Os deslocamentos máximos relativos entre pisos identificados durante a análise desenvolvida foram precisamente de 0,239 metros entre o R/C e o 1º Piso e 0,001 metros entre os pisos 1 e 2.

Para o deslocamento de topo introduzido na análise, e definindo como A e B as secções esquerda e direita dos elementos estruturais, respectivamente, resultaram os esforços patentes no Quadro 21. Com base nestes esforços apresentados, verificou-se efectivamente que as secções dos elementos estruturais admitidas inicialmente no pré-dimensionamento, são de facto convenientes. Caso contrário, seria necessário efectuar um processo iterativo com novas secções, o que implicaria uma nova análise do caso em estudo, e consequentemente re-avaliação final, até que as secções dos elementos sejam de todo o modo válidas.

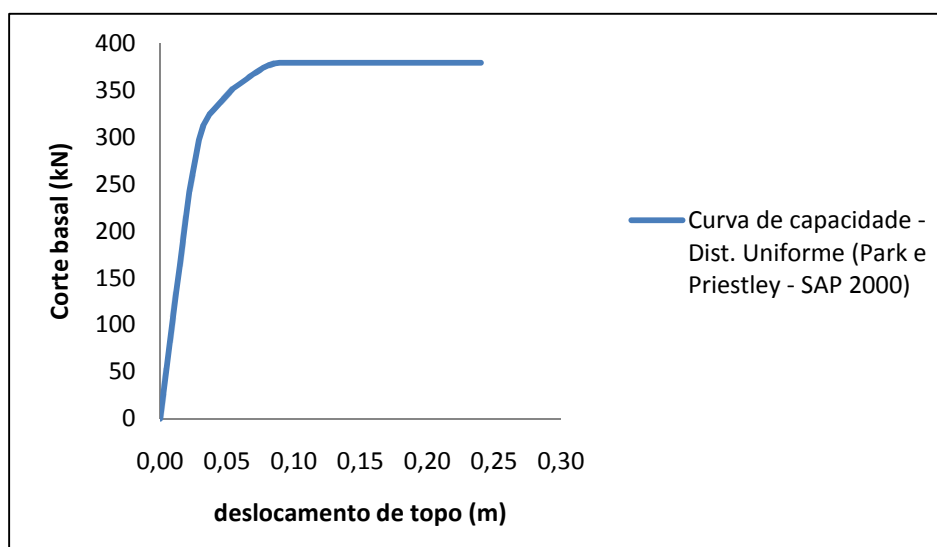


Figura 95 – Curva de capacidade basal da estrutura em função do deslocamento de topo

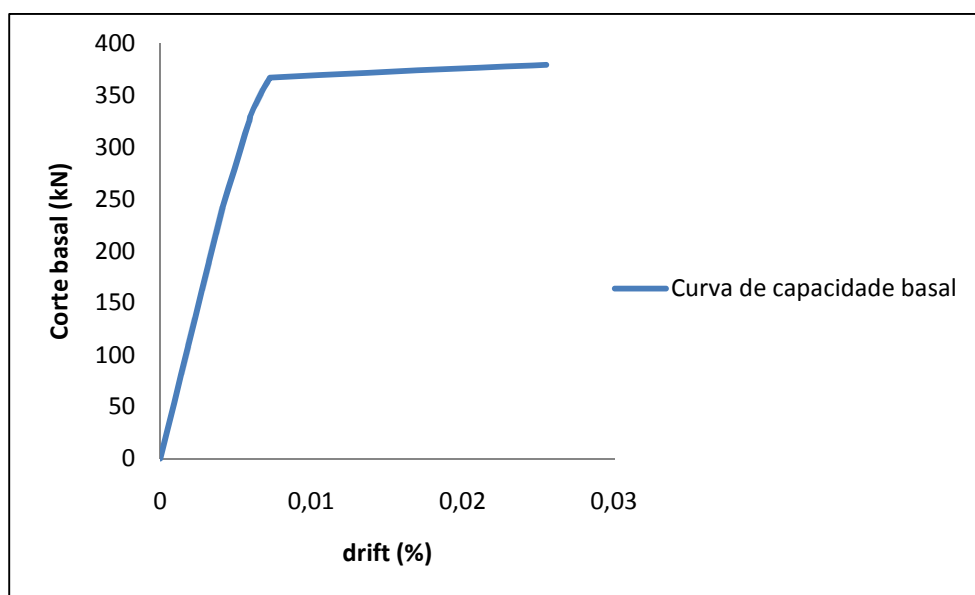


Figura 96 – Curva de capacidade basal da estrutura em função do deslocamento inter-pisos

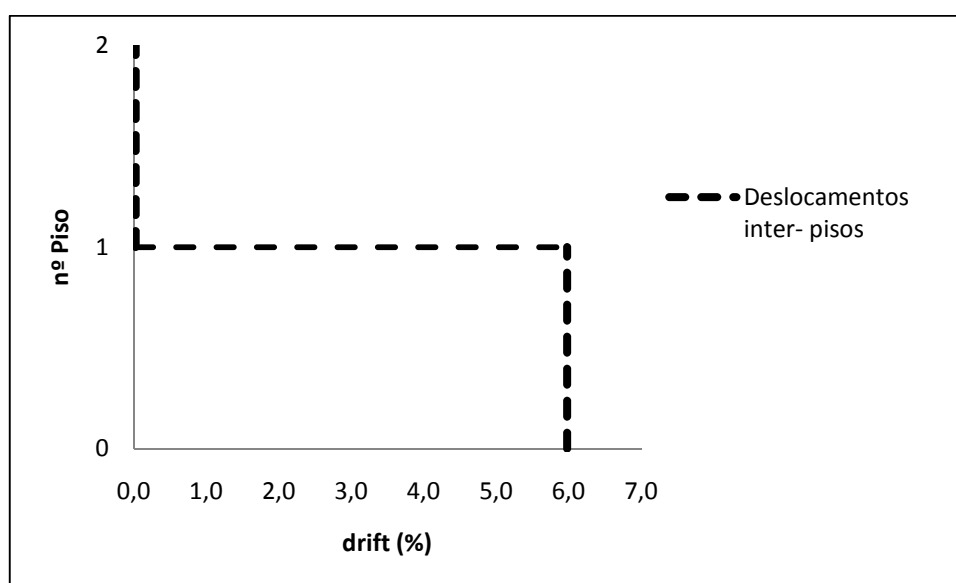


Figura 97 – Deslocamento relativo entre pisos

Quadro 21 – Esforços na estrutura pela análise “pushover”

Esforços			
Pilares	V (kN)	M _A (kN.m)	M _B (kN.m)
P1	138,32	276,55	- 276,35
P2	102,2	204,42	-142,91
P3	138,71	277,4	- 194
P4	12,85	- 41,26	10,15
P5	2,87	7,8	- 3,7
P6	12,74	- 40,97	9,99
Vigas	N (kN)	M _A (kN.m)	M _B (kN.m)
V1	97,7	235,47	- 105,86
V2	2,27	106,3	-236,46
V3	39,7	- 10,15	- 1,97
V4	55	1,72	9,99

5

CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objectivo principal deste trabalho consiste no estudo das metodologias de análise estática não linear para o dimensionamento e verificação da segurança de estruturas sujeitas à acção sísmica, correntemente denominadas de análises “pushover”. Após uma investigação detalhada não só das vantagens e limitações deste procedimento, mas também dos modelos numéricos passíveis de serem utilizados para a sua realização, analisou-se um edifício em betão armado e compararam-se as respostas obtidas recorrendo a uma modelação com não linearidade concentrada e a outra em que o comportamento não linear está distribuído ao longo dos elementos.

Ao contrário do projecto para outro tipo de acções, no dimensionamento e verificação da segurança de uma estrutura à acção sísmica, admite-se que esta se possa deformar para além do seu limite elástico, controlando o seu nível de deslocamentos global e local. Uma análise elástica, em que se limita a deformação dos elementos ao ponto em que estes atingem a sua tensão máxima, pode encarecer consideravelmente a concepção da estrutura. Assim, o estudo do comportamento não linear e a avaliação da ductilidade disponível na estrutura são aspectos muito importantes quando se pretende aproveitar a capacidade de deformação para além do limite elástico.

A modelação adequada do comportamento sísmico não linear de estruturas sujeitas à acção sísmica é essencial para a correcta avaliação e dimensionamento sísmico de estruturas de betão armado. Os métodos que se baseiam em análises estáticas não lineares passaram a ser uma melhor alternativa aos métodos lineares: estáticos e dinâmicos. Assim, desenvolveram-se ao longo dos anos várias metodologias de análise estática não linear, ou análise “pushover”, com o objectivo de obter resultados que possam substituir a resposta que seria determinada por uma análise dinâmica. A ideia base da análise “pushover” é aplicar à estrutura uma distribuição de forças horizontais crescentes e assim obter a sua curva de capacidade. Considerando que a resposta da estrutura pode ser relacionada com a resposta de um sistema equivalente de um grau de liberdade, a curva de capacidade bilinear deste último, idealizada através da curva de estruturas de múltiplos graus de liberdade, é comparada com a curva de exigência, representada por um espectro de resposta.

A implementação da análise não linear pode ser feita com recurso a uma modelação com não linearidade concentrada, ou então, a uma modelação com não linearidade distribuída. No primeiro caso, o modelo numérico utilizado neste trabalho é o que está implementado nos programas SAP 2000 (2005) e MIDAS/CIVIL (2005), enquanto no segundo caso é que está implementado no programa SeismoStruct (2006).

Em primeiro lugar, procedendo-se à comparação das curvas de capacidade obtidas pelos três programas utilizados no presente trabalho, observou-se uma clara convergência de valores máximos de corte basal na estrutura, apesar do tramo ascendente das curvas apresentar alguma variabilidade tendo em conta os modelos de comportamento admitidos para as secções de betão armado em cada programa. Em todas as etapas notou-se que, na realidade, as curvas de capacidade referentes à proposta conjunta de Park e Paulay (1975) foram as que mais se desviaram do conjunto restante de curvas, proposta esta que considera um comprimento de rótula de metade da altura da secção em questão. Entre os programas SAP 2000 (2006) e MIDAS/CIVIL (2005) existe de facto uma maior proximidade entre as curvas, pois trata-se em ambos os casos de modelação com não linearidade concentrada, enquanto no SeismoStruct (2006) existe modelação com não linearidade distribuída.

O comportamento global das estruturas, quando solicitadas por forças horizontais, foi representado de forma semelhante através dos dois modelos numéricos utilizados até a ocorrência do mecanismo de rotura. Após este ponto, é importante a correcta modelação da diminuição de capacidade resistente dos elementos.

A sua lei de comportamento é introduzida nos programas SAP 2000 (2005) e MIDAS/CIVIL (2005) através de rótulas plásticas, com recurso a somente cinco pontos, número insuficiente caso se pretenda a modelação do comportamento da secção após atingir o seu momento máximo mobilizável. Daí que, quando ocorre uma importante redução da capacidade resistente, o comportamento dos elementos pós formação do mecanismo não seja bem traduzido pelos programas mencionados acima, ao contrário do programa SeismoStruct (2006), em que a lei tensão - extensão é correctamente modelada para todo o patamar de extensões.

Outro caso em que as duas modelações produzem resultados distintos, é o da ocorrência de esforços axiais de tracção significativos nas vigas. Aí, como já tinha sido estudado no capítulo anterior, os resultados podem ser relativamente diferentes nos dois programas, já que o programa SeismoStruct (2006) considera a perda de rigidez da viga devida aos esforços de tracção, ao contrário dos programas SAP 2000 (2005) e MIDAS/CIVIL (2005). No cálculo da curva de capacidade este efeito não teve influência, no entanto, no cálculo dos deslocamentos relativos entre os pisos inferiores, verificou-se uma grande diferença entre os programas relativamente ao SeismoStruct (2006).

No âmbito das distribuições de carga em altura, sendo consideradas as duas distribuições presentes no actual EC 8 (2003), uniforme e modal, foi ainda acrescentado um terceiro tipo de distribuição, triangular, proporcional à altura dos pisos do edifício. Depois de incorporadas as distribuições no decorrer das análises efectuadas, verificou-se claramente que é no programa MIDAS/CIVIL (2005) onde existe uma maior variabilidade entre as curvas de capacidade obtidas. Além disso, analisando os resultados obtidos ao nível das curvas de capacidade, não ficou explícita a proximidade das distribuição modal e triangular, pois trata-se de uma estrutura de betão armado de dois pisos. Caso se tratasse de uma estrutura de variados pisos, seguramente as mesmas distribuições seriam extremamente próximas, pois em casos correntes é o modo fundamental da estrutura que controla a sua resposta sísmica. No que respeita ao deslocamento relativos entre pisos, verificou-se que para os três programas, as distribuições uniforme e modal são as mais próximas, pelas mesmas razões apontadas relativamente às curvas de capacidade.

No que diz respeito à influência dos painéis de enchimento de alvenaria sobre a resposta estrutural do pórtico, tal só pôde ser analisado nas etapas 3 e 4 da análise “pushover” realizada, passando-se assim para uma estrutura de 2 graus de liberdade, irregular e regular em altura, respectivamente. Nestas etapas verificou-se que a influência da alvenaria, simulada por bielas possuindo larguras de 10% e 25% do comprimento diagonal do painel, não parece ter causado grande sensibilidade na resposta do

pórtico, contudo, considerando os casos de ausência de bielas e a hipótese de bielas com largura de 25% do comprimento diagonal do painel, existe uma diferença relativamente significativa principalmente no tramo ascendente das curvas. Com a consideração das bielas no segundo piso, existe consequentemente uma maior rigidez estrutural, pelo que os deslocamentos relativos entre pisos serão de facto menores.

Tomando ainda em consideração todas as etapas da análise “pushover”, ocorreu uma clara diminuição do corte basal máximo da estrutura à medida que decorreu todo o estudo paramétrico efectuado, aumentando-se progressivamente os valores dos vãos e das alturas entre pisos. Além disso, observou-se ao longo das etapas um certo aumento da capacidade basal da estrutura, pois passou-se de um sistema estrutural de 1 GL para outro de 2 GL.

Por último, foi possível utilizar a versão mais recente do software SeismoStruct (2006), nomeadamente a versão Build3206 ainda não disponível no mercado, fornecida pelo Prof. Rui Pinho, a quem é efectivamente reconhecida toda a disponibilidade e colaboração prestadas. Tal versão permitiu perceber a sensibilidade da presença da alvenaria sobre o pórtico, mais concretamente, sobre o corte basal da estrutura. A mesma versão apresentou de facto características mais generalistas permitindo realizar estudos paramétricos com maior sensibilidade de parâmetros envolventes.

Como conclusão, refere-se a importância deste tipo de trabalhos no estudo do cálculo não linear em geral, e na análise “pushover” em particular. Existem várias ferramentas em que estão implementadas metodologias de análise “pushover”, no entanto é necessário um conhecimento profundo dos modelos numéricos e fundamentos teóricos, para uma interpretação adequada dos resultados.

Para trabalhos futuros, recomenda-se um estudo semelhante ao realizado neste trabalho, todavia, com a possibilidade de definir a lei momento - curvatura das secções através de um maior número de pontos na modelação com não linearidade concentrada.

Muitos trabalhos têm sido feitos ao longo dos anos na tentativa de validar a análise “pushover” como uma boa ferramenta para dimensionamento e verificação da segurança de estruturas sob a acção sísmica. Recomenda-se também um estudo em que sejam comparadas várias metodologias propostas na análise de um conjunto alargado de edifícios, sendo os resultados posteriormente comparados com a resposta obtida por uma análise dinâmica não linear.

Finalmente, ainda na linha de possíveis desenvolvimentos futuros, recomenda-se um estudo mais aprofundado sobre edifícios “multi-storeys” e que possuam irregularidades quer em planta quer em altura. Tal poderá fornecer conclusões mais relevantes acerca da influência dos painéis de alvenaria sobre a resposta sísmica de um edifício bem como uma percepção mais aprofundada sobre a influência dos vários tipos de distribuição de carga em altura, e suas respectivas coincidências e/ou afastamentos. Igualmente com bastante interesse, recomenda-se o aprofundamento da não linearidade geométrica além da já mencionada e estudada não linearidade material.

BIBLIOGRAFIA

- Aktan, A.E., Pecknold, D.A., Sozen, M.A. R/C column earthquake response in two dimensions. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 1974, Vol.100, No.ST10, 1999-2015.
- Almeida, R.F., Barros, R.C., “Comparação entre Análise Pushover e Análise Dinâmica Não-Linear: A Importância dos Modos Superiores de Vibração”, VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional, Évora, 14 a 16 de Abril de 2003.
- Almeida, R.F., Barros, R.C., “A new multimode load pattern for pushover analysis: the effect of higher modes of vibration”, 4th International Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures, ERES 2003, September 2003, Ancona, Italy.
- Barros, R.C., Almeida, R.F., “Pushover Analysis of Asymmetric Three-Dimensional Building Frames”, *Journal of Civil Engineering and Management*, Vol. XI, Nº1, pp. 3-12, Vilnius, Lithuania, 2005.
- Blandon, C.A., Implementation of an Infill Masonry Model for Seismic Assessment of Existing Buildings, Individual Study, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), Pavia, Italy, 2005.
- CEB. Response of R.C. Critical Regions Under Large Amplitude Reversed Actions. CEB Bulletin d'Information, No.161, 1983.
- César, M.B., Barros, R.C., “Estudo Preliminar sobre o desempenho sísmico de pórticos metálicos contraventados a partir de análises estáticas não lineares (Pushover)”, Métodos Numéricos e Computacionais em Engenharia CMNE 2007 e XXVIII CILAMCE (Congresso Ibero Latino-Americano sobre Métodos Computacionais em Engenharia), FEUP, Porto, 13 a 15 de Junho de 2007.
- Cesar, M.B., Barros, R.C., “Seismic Performance of Metallic Braced Frames by Pushover Analyses”, *Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering* (COMPDYN 2009), M. Papadrakakis, N.D. Lagaros, M. Fragiadakis (eds.), Rhodes, Greece, 22–24 June 2009 (*in press*).
- César, M.B., Oliveira, D.V., Barros, R.C., “Validação numérica da resposta cíclica experimental de pórticos de betão armado”, 7º Congresso Nacional de Mecânica Experimental – APAET 2008, UTAD, Vila Real, 23-25 Janeiro 2008. ISBN: 978-972- 69-851-7, Depósito Legal: PT 269753/08; Eds.: Abílio M.P. de Jesus & Jorge T.Q.S. Pinto; pp. 117-119, Lisboa: APAET, 2008-a
- César, M.B., Oliveira, D.V., Barros, R.C., Numerical Validation of the Experimental Cyclic Response of RC Frames, *Chapter 12* in the book *Trends in Computational Structures Technology*, Edited by: B.H.V. Topping, Saxe-Coburg Publications, ISBN ISBN 978-1-874672-39-5, pp. 267-291, (ISSN 1759-3158, volume 19), Stirlingshire, Scotland, 2008-b.
- César, M. B., Oliveira, D., Barros, R.C., “Comparison of cyclic response PF reinforced concrete infilled frames with experimental results”, 14th World Conference on Earthquake Engineering, paper 05-03-0204, 12-17 October 2008, Beijing, China, 2008-c
- Clough, R.W., Penzien, J., Dynamics of Structures, 3rd edition, Computers & Structures, Inc., USA, 2003.

Computers & Structures, Inc. SAP2000 v10.0.1 – Structural Analysis Program. Berkeley, California, U.S.A., 2005.

Costa, A.G., Análise Sísmica de estruturas irregulares, LNEC, Lisboa, 1990

Coutinho, D., Análise “Pushover” de Edifícios de Betão Armado, Tese de Mestrado, FEUP, 2007

Crisafulli F.J., Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills, PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand, 1997

D. J. Kakaletsis, C. G. Karayannis, “Influence of masonry strength and openings on infilled R/C frames under cycling loading”, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 12, 197–221, 2008

Dolsek M, Fajfar P., The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame - a deterministic assessment. Engineering Structures (2008), doi:10.1016/j.engstruct.2008.01.001

Eurocódigo 0: Bases de Projecto Estrutural, BS EN 1990:2002

Eurocódigo 1: Bases de Projecto e Acções em Estruturas, ENV 1991-1, Comité Européen de Normalisation

Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Comité Europeu de Normalização, 2004.

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings. CEN, Brussels, 2003

Faella, G. Evaluation of RC structures seismic response by means of nonlinear static pushover analysis. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1996, Paper no.1146, Acapulco, Mexico.

Fagus, Fagus-5: Version 1.22.0 Build 275, Cubus AG, Zürich, 2000-2006

Fajfar, P., Fischinger, Method N2 – A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. Proceedings of the 9th World Conference in Earthquake Engineering, 1988, Vol.5, 111-116, Tokyo- Kyoto, Japan.

F. Manuel, Avaliação Sísmica de Estruturas de Edifícios Existentes, Aplicações com Ênfase no Método N2, Tese de Mestrado, IST, 2004.

G. Maganes, G.M. Calvi, “In-plane seismic response of brick masonry walls”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, 1091-1112, 1997.

Kent, D.C., Park, R. *Flexural members with confined concrete*. Journal of the Structural Division, ASCE, 1971, Vol.97, No.ST7, 1969-1990.

Kim, S., D’Amore, E. Pushover analysis procedures in earthquake engineering. Earthquake Spectra, 1999, Vol.15, No.3, 417-434.

Leuchars, J. M., Scrivener, J. C. (1976), “Masonry infills panels subjected to cyclic in-plane loading”. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 9, Nº 2, pp. 122-131

- Madas, P. Advanced Modelling of Composite Frames Subjected to Earthquake Loading. Dissertação de Doutoramento, Imperial College, University of London, 1993.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 1988, Vol.114, No.8, 1804-1826.
- Martinez-Rueda J.E., Elnashai, A.S. Confined concrete model under cyclic load. *Materials and Structures*, 1997, Vol. 30, No.197, 139-147.
- Menegotto, M., Pinto, P.E. Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, 1973, 15-22, Zurich, Switzerland.
- MIDASIT, MIDAS/CIVIL – General purpose analysis and optimal design system for civil structures, MIDAS Information Technology Co, Ltd., Korea, 2005.
- M.N. Fardis, T.B. Panagiotakos, "Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings. Part II: Infilled structures", *Journal of Earthquake Engineering* Vol. I, No 3, 475-503, 1997.
- M.N. Fardis, T.B. Panagiotakos, "Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings. Part I: Bare structures", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. I, No 1, 219-256, 1997
- Moehle, J., Mahin, S.A. (1991), "Observations on the behaviour of reinforced concrete buildings during earthquakes", ACI publication SP-127, *Earthquake-Resistant Concrete Structures: Inelastic Response and Design* – Ghost, S.K. (ed.)
- Park, R., Paulay, T. Reinforced concrete structures. John Wiley & Sons, New York, 1975.
- Park, R., Priestley, M.J.N., Gill, W.D. Ductility of square-confined concrete columns. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 1982, Vol.108, No.ST4, 929-950.
- Paulay, T.; Priestley, M. (1992) – "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley & Sons, INC. ISBN: 0-471-54914-0
- Pereira, V., Barros, R.C. e Cesar, M.B., "A Parametric Study of a R/C Frame based on Pushover Analysis", *Proceedings of IRF 2009, Symposium 26: Dynamics and Stability, Coordinators: R. Carneiro Barros (U. Porto) and M. Braz Cesar (IPB)*, Porto, Portugal, 20-24 July 2009 (in press).
- Pires, F., "Influência das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas reticuladas de betão armado sujeitas a acções horizontais", Relatório 53/94 – NPC, LNEC, Lisboa, 1994
- Polyakov, S. V., "Masonry in framed building, an investigation into the strenght and stiffness of masonry infilling", Moscow, 1957
- Popovics, S. A numerical approach to the complete stress-strain curves for concrete. *Cement and Concrete Research*, 1973, Vol.5, No.3, 583-599.
- Priestley, M.J.N., Park, R. Strength and ductility of bridge substructures. Research Report nº 84- 20, 1984, University of Canterbury.

Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M.S. Seismic design and retrofit of bridges. John Wiley & Sons, New York, 1996.

Hugo, P.R., Desenvolvimento e Calibração de Modelos Numéricos para a Análise Sísmica de Edifícios, Tese de Mestrado, FEUP, 2005.

Q. Ali, A. Naeem, “Seismic Resistance Evaluation of Unreinforced Masonry Buildings”, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 11, 133–146, 2007

Riddington, J. R., Stafford Smith, B. (1977) – “Analysis of infilled frames subject to racking with design recommendations”, The Structural Engineer, Vol. 55, Nº 6

Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A.G., Romão, X., “Interface gráfico para análise não-linear de pórticos planos sujeitos a cargas dinâmicas e/ou estáticas”, Congresso de Métodos Computacionais em Engenharia - CMCE 2004, LNEC, Lisboa.

Romão, X., Novos Modelos de Dimensionamento Sísmico de Estruturas, Tese de Mestrado, FEUP, 2002.

RSA: Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Decreto Lei nº 235/83 de 31 de Maio, Porto Editora, 1983.

SeismoSoft SeismoStruct – A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures. Disponível online em: <http://www.seismosoft.com>, 2006.

Varum, H., Modelo numérico para a análise sísmica de pórticos planos de betão armado, Tese de Mestrado, FEUP, 1996.

Vaz, C.T., “Análise não-linear de pilares de betão armado sob cargas cíclicas”, 1996, LNEC, Lisboa.

Vaz, C.T., “Comportamento sísmico de pontes com pilares de betão armado – Verificação da segurança”. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1992.

V.G. Haach, G. Vasconcelos, P.B. Lourenço, “Cyclic behavior of truss type reinforced concrete masonry walls”, SISMICA20007, FEUP and SPES, Porto, Portugal, 2007.

